



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**Facultad De Tecnología De La Construcción**

**Monografía**

**“DISEÑO HIDRAULICO DEL CAUCE TICOMO, TRAMO DEL BARRIO  
WILLIAM GALIANO, DISTRITO III MANAGUA”**

Para optar al título de ingeniería civil

**Elaborado por**

Br. Enrique Luis Cordón Mena  
Br. Marvin José Quijano Briones

**Tutor**

Dr. Ing. Néstor Javier Lanza Mejía

Managua, Octubre 2017

## Contenido

I.	INTRODUCCION .....	11
II.	ANTECEDENTES.....	12
III.	JUSTIFICACION .....	13
IV.	OBJETIVOS .....	14
4.1	Objetivo general .....	14
4.2	Objetivos específicos .....	14
V.	GENERALIDADES .....	14
5.1	Localización .....	15
5.1.1	Macro .....	15
5.1.2	Micro .....	15
5.2	Demografía .....	15
5.2.1	Social .....	15
5.2.2	Economía .....	16
5.3	Clima.....	18
5.3.1	Temperatura y precipitación .....	18
5.4	Físico y Fisiográfico .....	18
5.4.1	Topografía.....	18
5.4.2	Relieve .....	19
5.4.3	Tipo y uso del suelo .....	19
VI.	MARCO TEÓRICO.....	20
6.1	Hidrología.....	21
6.1.1	Cuenca hidrográfica .....	21
6.1.2	Principales características de La cuenca .....	22
6.1.2.1	Divisoria de aguas.....	22
6.1.2.2	Rio principal .....	22
6.1.2.3	Afluentes .....	23
6.1.2.4	Relieve de La cuenca.....	23
6.1.2.5	Red de drenaje.....	23
6.1.3	Parámetros geomorfológicos .....	24

6.1.3.1	Área de cuenca .....	24
6.1.3.2	Pendiente media de la cuenca .....	24
6.1.3.3	Curva hipsométrica .....	25
□	Altitud Media.....	26
□	Altitud Más Frecuente.....	26
□	Histograma de Frecuencia .....	26
6.1.3.4	<i>Longitud del rio principal</i> .....	26
6.1.3.5	<i>Coeficiente de compacidad (Kc)</i> .....	27
6.1.3.6	<i>Factor de forma de la cuenca</i> .....	28
6.1.3.7	<i>Índice de alargamiento (I<sub>a</sub>)</i> .....	28
6.1.3.8	<i>Densidad de drenaje (D<sub>d</sub>)</i> .....	29
6.1.3.9	<i>Pendiente del cauce principal</i> .....	30
6.1.4	Tránsito de avenidas .....	30
6.1.5	Análisis de lluvias intensas.....	31
6.1.5.1	Curvas de intensidad duración y frecuencia.....	31
6.1.5.2	Hietograma de lluvias.....	32
6.1.5.3.1	Hietograma de diseño con el método de bloque alternativo .....	32
	<i>principal</i> .....	32
6.1.5.4.1	Método de muskingum .....	32
6.1.6	Estimación de Los parámetros del transito .....	33
6.1.6.1	Velocidad de tránsito (V <sub>t</sub> ).....	33
6.1.6.2	Longitud (L <sub>t</sub> ).....	33
6.1.6.3	Tiempo de retardo (K).....	33
6.1.6.4	Tiempo de hidrograma a transitar (t).....	34
6.1.6.5	Coeficiente de rugosidad .....	34
6.1.7	Tiempo de concentración (T <sub>c</sub> ) .....	34
6.1.8	Coeficiente de escorrentía .....	35
6.1.8.1	Método SCS para perdidas por infiltración .....	36
6.1.8.2	Ordenes de suelos según SOIL TAXANOMY .....	39
	Alfisoles .....	39
	Andisoles .....	39
	Entisoles .....	39

Inceptisoles.....	40
Molisolos.....	40
Ultisolos .....	40
Vertisolos .....	41
6.1.9 Factores que afectan el escurrimiento del agua.....	41
6.1.9.1 Cantidad y tipo de precipitación .....	41
6.1.9.2 Tamaño de la cuenca.....	42
6.1.9.3 Cantidad y tipo de vegetación .....	42
6.2 Hidráulica.....	42
6.2.1 Introducción a la hidráulica de canales.....	42
6.2.2 Tipos de flujos.....	43
6.2.2.1 Flujo permanente y flujo no permanente.....	43
6.2.2.2 Efecto de la gravedad .....	44
Cowan). .....	44
6.2.4 Modelación hidráulica con HEC-RAS 4.1.0.....	48
6.2.5 Componente de datos geométricos.....	49
VII. DISEÑO METODOLÓGICO .....	50
7.1 Calculo hidrológico.....	50
7.1.1 Delimitación de la cuenca .....	50
7.1.2 Idrisi selva .....	50
7.1.3 Parámetros geo-morfoMétricos.....	50
7.1.4 Calculo del caudal de escorrentía .....	50
7.1.5 Consideraciones hidrológicas para el cálculo del caudal maximo probable .....	51
B. Determinación de la precipitación neta .....	51
C. Transformación de la Precipitación Neta a Escorrentía Directa .....	51
D. Estimación del Caudal Base.....	51
E. Modelación Meteorológica de las Subcuencas .....	52
F. Aplicación del Tránsito de Avenidas en Cauce en la Variante de Muskingum .....	52
7.1.6 Modelo hidrológico de HEC-HMS 3.5.....	52
7.1.6.1 Información requerida por HEC-HMS 3.5 .....	53
7.1.6.2 Información morfométricas de las subcuencas .....	53

7.1.6.3	Información meteorológica .....	54
7.1.6.4	Información de las características del suelo.....	54
7.1.6.5	Información hidrológica del proceso de transformación de lluvia en escorrentía.....	54
7.1.6.6	Información hidráulica para tránsito de avenidas .....	55
a.	Método de Cálculo de Perdidas (Loss Method) .....	55
b.	Método de Transformación de Lluvia en Escorrentía (Transform Method) ....	55
c.	Flujo Base ( BaseFlow) .....	56
d.	Método de Transito (Routing Method).....	56
7.2	Análisis hidráulico.....	56
7.2.1	Principios básicos en el diseño de canales .....	56
➤	Reconocimientos del terreno .....	57
➤	Trazo preliminar .....	57
➤	Trazo definitivo.....	57
7.2.2	Diseño de secciones hidráulicas .....	57
7.2.3	Criterio de diseño .....	58
➤	Radios Mínimos en canales .....	58
➤	Geometría de un canal .....	59
7.2.4	Rugosidad .....	60
➤	Rugosidad de la superficie.....	60
➤	Vegetación .....	61
➤	Irregularidad del canal .....	61
➤	Alineamiento del canal.....	61
➤	Obstrucción.....	61
7.2.5	Determinación del coeficiente de rugosidad “n” de Manning.....	61
7.2.6	Modelación hidráulica con HEC-RAS 4.1.0.....	63
7.2.6.1	Componente de datos geométricos .....	64
7.2.6.2	Esquema del cauce.....	65
7.2.6.3	Secciones transversales .....	65
7.2.6.4	Áreas de flujo inefectivo en secciones transversales .....	66
7.2.6.5	Perfiles de flujo uniforme.....	68
VIII.	EVALUACION Y RESULTADOS .....	69
8.1	Análisis hidrológico .....	70

8.1.1	Caracterización de la cuenca y su delimitación.....	70
8.1.2	Parámetros morfométricos de la cuenca en estudio .....	70
8.1.3	Modelo de la cuenca HMS .....	72
8.1.4	Resultados de caudales con datos de precipitación .....	74
8.1.5	Tránsito de avenida para cada tormenta de diseño .....	76
8.1.6	Resumen caudales finales en cada tramo .....	83
8.2	Análisis hidráulico .....	89
8.2.1	Simulación hidráulica del cauce .....	89
	□ Estación 0+360 .....	92
	□ Estación 0+370 .....	92
	□ Estación 0+380 .....	93
8.2.2	Resultados simulación cauce natural .....	94
8.2.3	Propuesta De Diseño Hidráulico Del Canal .....	95
	<i>Perfil del Cauce Propuesto.....</i>	96
	<i>Secciones Críticas (Propuesta de diseño) □ Estación 0+360 .....</i>	96
	□ Estación 0+370 .....	96
	□ Estación 0+380 .....	97
	<i>TABLA RESULTADOS SIMULACION DE DISEÑO.....</i>	97
IX	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	99
9.1	CONCLUSIONES .....	99
9.2	RECOMENDACIONES .....	100
X	BIBLIOGRAFIA .....	101
XI	ANEXOS.....	102
11.1.1	Gráficos 11.2.1 Curva de Intensidad – Duración - Frecuencia .....	102
11.3	Mapas .....	103
11.3.1	Micro localización .....	103
11.3.2	Delimitación de Cuenca.....	104
11.3.3	Curva Numero .....	105
11.3.4	Uso de Suelo .....	107
11.3.5	Orden Hidrológico .....	108
11.4	Imágenes y Fotos .....	109
11.4.1	Imágenes .....	109

11.4.1.1 Micro localización .....	109
11.4.1.2 Macro localización .....	110
11.4.2 Fotos .....	110

## RESUMEN

Para la realización del diseño hidráulico del cauce ticomio, se aplicaron aspectos hidrológico e hidráulico como base principal del proyecto monográfico sin obviar otras materias que sirvieron como puente en el proceso de la evaluación.

Por medio de estudio hidrológico y aplicando el programa ArcGis 10.1 se delimitó la cuenca principal la cual posee un área de 10.44 Km<sup>2</sup> siendo una cuenca de clase grande que se dividió en 21 subcuencas prácticamente menores de 5km<sup>2</sup> de esta manera se realizó la caracterización hidrográfica de cada una de las subcuencas.

La delimitación y cálculos de las características físicas de la cuenca en general se realizaron en ArcGis 10.1 el cual permitió modelar hasta cierto punto la cuenca hidrográfica para exportarla a HEC-HMS 3.5.0.

El modelo del sistema hidrológico de la cuenca del Cauce se realizó con el programa HEC-HMS 3.5.0 con el fin de poder simular una tormenta hipotética la cual fue estimada a partir de estadísticas hidrológicas (curvas IDF e Hietogramas de diseño) con datos proporcionados por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER). En el cual se hicieron tres simulaciones la primera para un periodo de retorno de 2 años, la segunda para 5 años y la tercera para 10 años, que es el tiempo que normalmente se aplica para obras de drenaje menor como son los cauces de esta índole. Las simulaciones se hicieron aplicando el método de Muskingum para el tránsito del caudal.

En el punto de cierre de la cuenca se obtuvo un hidrograma resultante que presentó un caudal máximo probable de 69.20 m<sup>3</sup>/s para el periodo de retorno de 10 años. Con estos valores que son el resultado de un estudio



hidrológico necesario se empezó el análisis hidráulico del cauce Ticombo sector William Galeano.

Para el estudio del comportamiento del curso del agua a través del cauce y evaluación de la obra existente se aplicó el uso del programa HEC-RAS 4.1.0, el cual requirió como datos geométricos un modelo de elevaciones y secciones transversales del cauce, que se obtuvo mediante un levantamiento topográfico.

### **DEDICATORIA ENRIQUE LUIS CORDON MENA**

*Dedico de manera especial a mis padres y esposa, ya que ellos fueron los principales cimientos para que yo pudiera construir mi vida profesional, sentaron en mí las bases de responsabilidad, deseos de superación.*

*A mi hijo por darme la inspiración, y fuerza de empuje necesaria para poder culminar con éxito esta etapa de mi vida. Gracias a Dios por permitir que él esté en mi vida.*

*Le Dedico también a mis profesores y personas que me han ofrecido amor, calidez y ayuda siempre que la necesitaba.*

## **DEDICATORIA MARVIN JOSE QUIJANO BRIONES**

*Dedico este esfuerzo con todo mi corazón y agradecimiento a mi Dios, que me ha demostrado estar a mi lado cuando más lo he necesitado.*

*Le doy gracias por haberme dado la oportunidad de culminar mis estudios. Debo agradecerles a Dios por haberme bendecido con mi madre, por estar siempre conmigo apoyándome, por demostrarme que una madre es incondicional y que es capaz de darlo todo por su hijo, a ella quiero decirle “que les agradezco con todo mi corazón por ser mi madre, por todo lo que ha hecho por mí, esto no hubiese sido posible sin su ayuda, espero que un día puedan sentirse orgulloso del hijo que tuvo.*

*Nunca voy a poder pagarle el esfuerzo que hizo por mí, solo puedo darle las gracias y decirle que siempre la voy a llevar en mi corazón y que la quiero con todo lo que soy”.*

## **I. INTRODUCCION**

Nicaragua es un país que consta con dos estaciones climáticas, verano e invierno, esta última afecta mayormente la ciudad capital Managua en ciertos periodos por problemas de inundaciones. Los principales problemas son debido a la deficiencia hidráulica, acumulación de sedimentos, basura, deforestación, erosión del suelo y arrastre, estos aumentan el escurrimiento y reducen los tiempos de concentración del agua provocando las constantes inundaciones.

El tramo en estudio corresponde al sector del barrio William Galeano, este pertenece al cauce natural Ticomio que se encuentra en el distrito III en la parte suroccidental de la ciudad de Managua. La deforestación y el crecimiento de nuevas áreas urbanas han contribuido a la afectación del medio ambiente, a una alta erosión y afectación de la sub-cuenca Ticomio.

Actualmente el canal es un cauce natural sobre un relieve llano perteneciente al valle de Ticomio, el cual se encuentra muy degradado. La información geológica y los trabajos de reconocimiento de campo demuestran que el valle se conforma de productos volcánicos, fragmentarios sueltos, representados por escorias volcánicas, arenas y cenizas. Son materiales de muy fácil degradación y en periodos de invierno provocan socavación y severas inundaciones afectando a la población aledaña al cauce.

El desarrollo del proyecto tiene como meta realizar el cálculo hidrotécnico para la estabilización y diseño del cauce Ticomio tramo William Galeano en Managua, contribuir y mejorar los aspectos habitacionales del barrio William Galeano así también la estabilización del cauce que preverá inundaciones en zonas aguas abajo donde existen zonas residenciales más habitadas.

## **II. ANTECEDENTES**

El Distrito III de Managua posee un área de 83.35 Km<sup>2</sup> es el distrito más extenso, cuenta con una población de 190,207 habitantes y 36,821 viviendas, según datos del VIII Censo de Población y IV de Vivienda 2005 del INIDE.

Posterior al terremoto de 1972 este Distrito sufrió cambios en su estructura al dispersarse las principales funciones de la capital, ya que concentra áreas institucionales y de comercio localizados en Sub-centros Distritales ya planificados como el Centro Comercial Zumen y Nejapa. Un caso muy particular fue la ocupación de un proyecto habitacional conocido actualmente como Centro Cívico donde funciona actualmente la Alcaldía de Managua.

En el aspecto ambiental este distrito, presenta serios problemas de deforestación en la parte sur de su territorio, el cual geomorfológicamente se caracteriza por fuertes pendientes que forman una barrera física para la expansión territorial de la ciudad, a todo lo anterior, se agrega la erosión severa existente en la cuenca sur de Managua provocando una transformación en el uso del suelo.

En los últimos años en el barrio William Galeano las lluvias han ido socavando el terreno que colinda con el cauce en estudio, este tras cada invierno por la inestabilidad del suelo y altas pendientes provocan desbordamiento, aludes y ensanchamiento del cauce causando peligro a los residentes del barrio.

En el año 2010 se dio lugar una tragedia provocando la muerte de una familia de tres miembros que pereció soterrada tras un alud. Otro desastre fue el derrumbe del muro perimetral que sepultó a nueve personas del barrio 18 de Mayo que se encuentra en el mismo sector de incidencia. Estos se encuentran en los puntos críticos categoría A por su alto nivel de riesgo del distrito III de Managua.

### III. JUSTIFICACION

El sector en estudio se desarrolla en una extensión de 450 metros de longitud sobre el canal natural Ticomo. La estabilización y acondicionamiento de este permitirá evitar la socavación y desbordamiento, que en periodos lluviosos se agravan de manera drástica. Así mismo posibilitará mejorar la calidad de vida de los asentamientos aledaños a este.

Los estudios hidrotécnicos se realizan para evaluar la instalación de drenaje y puentes en la construcción de caminos y carreteras. En este caso nos permitirá conocer la sección óptima a utilizar para el tramo William Galeano del canal natural Ticomo y la factibilidad económica con la que se podrá ejecutar el proyecto proporcionando información necesaria a la comuna distrital en aras del mejoramiento y distinción del canal para beneficio de los pobladores.

La expansión urbanística de los alrededores del barrio Camilo Ortega especialmente la aparición de nuevos barrios como es el caso del William Galeano, ha creado una situación de inseguridad social de muy alto nivel en el periodo de invierno, ya que este tramo sirve como calle principal a dichos asentamientos dificultando el acceso a los pobladores.

Generalmente los cauces sin revestir son inestables ante un sismo o en época de altas precipitaciones. En periodos lluviosos el peligro aumenta debido a presencia de altas velocidades en el flujo del caudal, las que ocasionan desbordamiento en ciertas zonas del tramo, contaminando el ambiente y dañando las estructuras (generalmente viviendas) cercanas a los mismos. Una solución probable a dichos problemas es el diseño de una sección apropiada del canal para el tramo afectado controlando la velocidad del flujo evitando daños a las estructuras adyacentes, la degradación, ensanchamiento y socavamiento tanto por contracción como local, solucionando los problemas de inundación, erosión, regulación del caudal aguas abajo y contaminación ambiental.

## **IV. OBJETIVOS**

### **4.1 Objetivo general**

- Realizar el diseño hidráulico del cauce Ticomio, tramo del barrio William Galiano distrito III Managua.

### **4.2 Objetivos específicos**

1. Delimitar la cuenca del área de estudio aplicando los conceptos básicos de cuencas, así como sus características mediante el programa ArcGis 10.1.
2. Hacer el análisis hidrológico e hidráulico con el software HEC-HMS y HECRAS para el dimensionamiento de la sección óptima del cauce.
3. Realizar la simulación del diseño terminado en el tramo del cauce sin revestir con el programa HEC-RAS con el fin de valorar los alcances de la ejecución de la obra.

## **5.1 Localización**

### **5.1.1 Macro**

El área de estudio del proyecto se sitúa en el distrito III que se encuentra ubicada en las coordenadas 12°06'18"N 86°19'15"O. el distrito III, limita al norte con el distrito II, y el municipio de Ciudad Sandino, al sur con el municipio de El Crucero, al este con los Distritos II y V y al oeste con los municipios de El Crucero y Ciudad Sandino (ver anexo, imagen 11.4.1.2).

### **5.1.2 Micro**

El sitio de interés se ubica en un tramo del cauce Ticomo, en el costado suroeste del barrio William Galeano en el distrito III de la ciudad de Managua (ver anexo, mapa 11.3.1, imagen 11.4.1.1).

## **5.2 Demografía <sup>1</sup>**

### **5.2.1 Social**

#### **➤ Educación**

El número de instalaciones físicas con las que cuenta el distrito III son muy amplias, entre ellas se encuentran 129 centros de educación primaria y secundaria. El número de alumnos en preescolar es de 5,698 alumnos, primaria con 28,905 y secundaria con 18,509. Cerca de la zona de interés se encuentra el colegio republica de cuba.

Este distrito tiene la particularidad de concentrar el mayor número de Universidades en total 14 entre privadas y públicas, sobresalen Universidad Centroamericana (UCA), Universidad Nacional de Ingeniería (UNI), Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua (UNAN), Universidad Iberoamericana de Ciencia y Tecnología (UNICIT), Universidad del Valle, Universidad Americana (UAM), Universidad

---

<sup>1</sup> Alcaldía de Managua. (2011). *Características generales del distrito III*.

Autónoma de Managua, Universidad Tecnológica Nicaragüense (UTN), Universidad Internacional (UNIVAL), Universidad Hispanoamericana (UHISPAN).

➤ Salud

En el distrito se localizan 5 hospitales, 2 centros de salud, 13 puestos médicos y alrededor de unas 18 clínicas privadas. Los centros de salud son atendidos por 36 médicos, que en relación con el número de habitantes refleja un indicador que oscila entre los 2.2 y 1.5 médicos por cada 10,000 habitantes.

Tres hospitales de Referencia Nacional se localizan aquí estos son Hospital de la Mujer Berta Calderón, Hospital Dermatológico, y el Hospital Oncológico. Además se destacan Hospitales como el Militar Alejandro Dávila Bolaños y el Monte España. Como actividad complementaria a los servicios de salud el distrito cuenta con un buen número de laboratorios clínicos (17) y farmacias (53).

➤ Cobertura de los servicios básicos

La población se encuentra abastecida del servicio de agua potable, siendo de carácter domiciliar, comercial e industrial. También cuenta con servicios de telecomunicaciones, energía eléctrica y alumbrado público.

### **5.2.2 Economía**

➤ Sistema vial

El distrito cuenta con dos pistas automovilísticas y cinco avenidas importantes, las cuales atraviesan el sector norte del distrito en dirección oeste - este. La pista suburbana inaugurada el año 2000 con una extensión de 8.5 kilómetros es una de las más modernas de la capital que une la avenida universitaria con la carretera sur, siendo esta un importante enlace entre las carreteras norte y sur. La Pista Juan Pablo II, recorre el distrito en sentido oeste este hasta llegar al límite de distrito en la Rotonda Rubén Darío.



Otras pistas importantes son: Pista Benjamín Zeledón, Carretera a Masaya, Pista La Lotería, Pista Naciones Unidas, Pista El Recreo, Avenida Bolívar, Semáforos Enel a Rotonda Rigoberto López Pérez, Rotonda Rigoberto López Pérez a Semáforos Villa Fontana, Semáforos Villa Fontana a Semáforos Enitel Villa Fontana.

Existen tres puntos conflictivos en la red vial, el primero es la intersección de la pista el recreo con la pista Juan Pablo II, el segundo es la intersección de la pista de la municipalidad y la avenida del instituto Rigoberto López Pérez, y el tercer punto es la intersección de la pista el recreo con la pista Benjamín Zeledón. El inventario de vehículos de la policía de tránsito registra un total de 21,850 vehículos en el distrito III para el año 2000.

Este distrito es beneficiado con 11 terminales de transporte urbano y con 17 rutas que atraviesan todo el sector. Cuenta también con la Terminal de Transporte Interurbano que viaja hacia el occidente y sur del País ubicado en el Mercado San Judas (Israel Lewites) y frente a la Universidad Centroamericana se estacionan microbuses expresos que se dirigen hacia Granada, Masaya y Carazo, esta terminal no posee ningún tipo de infraestructura y muchas veces ocasiona serios conflictos viales.

#### ➤ Sectores productivos

La actividad económica, está basada en el comercio, la industria y el sector servicio. El comercio se realiza principalmente en mercados, supermercados y distribuidoras de productos básicos. Se localizan varias industrias siendo estas Industrias Delmor, Industrias Químicas de Nicaragua (INDUQUINISA), Manufacturera Química (MAQUINSA), Tratamiento Químico Industrial (TRAQUINSA), Skylights del Pacífico, Industrias Ortoprotésica Industria Nestlé la Fosforera, Delmor, UNIPHARM S.A., Cementera Nicalit.

Dentro del sector de servicio se tienen 3 gasolineras PUMA, 2 gasolineras PETRONIC y 2 gasolineras UNO, 5 bancos, empresa de energía eléctrica y los servicios administrativos del estado (bomberos, policía, ministerio de educación y otros).

## **5.3 Clima**

### **5.3.1 Temperatura y precipitación**

Clima tropical de sabana, caracterizado por una prolongada estación seca y por temperaturas altas todo el año, que van desde los 27° C a 34° C. La precipitación promedio en el municipio de Managua es de 1,125 milímetros de agua.

Temperatura Promedio: 27° C

Precipitación Anual: 1,100 – 1,600 mm

Humedad Relativa: 70.5%

Velocidad del Viento: 12 km/h

## **5.4 Físico y Fisiográfico<sup>2</sup>**

### **5.4.1 Topografía**

Topográficamente el territorio se caracteriza por tener suelos muy accidentados y de fuertes pendientes en su parte sur y este, donde se enfrentan una difícil y compleja situación del drenaje pluvial y erosión de sus suelos.

En la parte sur y oeste predominan extensiones no urbanizadas con suelos agrícolas y algunas áreas boscosas, que están ubicadas en las Comarcas de Nejapa, Chiquilistagua, Cedro Galán, San José de la Cañada, Ticomo y Pochocuape donde se concentran varias comunidades suburbanas.

---

<sup>2</sup> Alcaldía de Managua. (2011). *Características generales del distrito III*.

### **5.4.2 Relieve**

- Orografía

Valle de Ticomo: se identifica por ser una llanura entre montañas u otras elevaciones, es un relieve afectado por la erosión siendo este el factor que ayuda a la formación de un valle aluvial, de fondo plano y amplio. Cuya escorrentía de las aguas se depositan en la laguna de Nejapa.

- Hidrografía

Laguna de Nejapa: es una reserva natural tiene una superficie de 0.19Km<sup>2</sup> y una altitud de 50 –100 msnm, es una laguna cratérica que ocupa el fondo de una depresión alargada de 160m de profundidad formada como consecuencia de la actividad volcánica, en ella se encuentra un área boscosa alrededor de la laguna y maleza aislada en algunas áreas, en ella se encuentran especies animales como iguanas, garrobos y tortugas.

### **5.4.3 Tipo y uso del suelo**

- Tipo de suelo

Consiste de suelos que son en su mayoría moderadamente profundos, bien drenados, parduscos, con un estrato endurecido continuo pero fragmentado. Los suelos se han derivado de ceniza volcánica y están sobre estratos de cenizas de escoria volcánica suelta o cementada.

- Uso de suelo

En el aspecto ambiental este distrito, presenta serios problemas de deforestación en la parte sur de su territorio, el cual, geomorfológicamente se caracteriza por fuertes pendientes que forman una barrera física para la expansión espacial de la ciudad, a todo lo anterior, se agrega la erosión severa, existente en cuenca sur de Managua.

Al Suroeste del municipio se encuentran caseríos muy aislados, que se van extendiendo en forma paralela Noroeste – Suroeste con poca actividad agrícola, esto se debe principalmente a las características topográficas del terreno (pendientes mayores del 30%) que provoca grandes extensiones de áreas de vegetación con arbustos, maleza y pasto no cultivable, y donde no existe buena accesibilidad (ver anexo, mapa 11.3.4).

El análisis hidrológico de una cuenca permite conocer y evaluar sus características físicas y geomorfológicas, analizar y tratar la información hidrometeorológica así como evaluar el sistema de drenaje de respuesta a través de la escurrimiento mediante registros históricos, todo esto con el fin de obtener un caudal que permita el diseño de obras hidráulicas para mitigar los desastres que puedan ocurrir en la cuenca producto del mal manejo de esta.

No obstante hay que resaltar que para este tipo de análisis, el empleo de programas como: ArcGIS, Idrisi Selva, HEC-HMS, HEC-RAS, son herramientas imprescindibles, ya que permiten ejecutar con mayor precisión y en menor tiempo diversos modelos que se ajusten a la realidad en estudio.

El comienzo para determinar el análisis hidrológico consiste en delimitar la cuenca caracterizando la información en micro cuencas con el objetivo de realizar un análisis más exhaustivo que permita además la utilización del método de tránsito para, encontrar el caudal en los puntos de interés establecidos.

## 6.1 Hidrología

Podemos definir "La Hidrología como la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos."<sup>3</sup>

### 6.1.1 Cuenca hidrográfica

Una cuenca hidrográfica "es un territorio drenado por un único sistema de drenaje natural"<sup>3</sup> es decir, que drena sus aguas al mar a través de un único río, o que vierte sus aguas a un único lago. Una cuenca hidrográfica es delimitada por la línea de las cumbres, también llamada divisoria de aguas.

---

<sup>3</sup> Aparicio Mijares, F. J. (1992). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. México, DF.: Miembro de la Cámara Nacional de Industria.

El uso de los recursos naturales se regula administrativamente separando el territorio por cuencas hidrográficas, y con miras al futuro las cuencas hidrográficas se perfilan como una de las unidades de división funcionales con mucha más coherencia, permitiendo una verdadera integración social y territorial por medio del agua.

## **6.1.2 Principales características de La cuenca <sup>4</sup>**

### **6.1.2.1 Divisoria de aguas**

La divisoria de aguas es una línea imaginaria que delimita la cuenca hidrográfica. Una divisoria de aguas marca el límite entre una cuenca hidrográfica y las cuencas vecinas.

El agua precipitada a cada lado de la divisoria desemboca generalmente en ríos distintos. Otro término utilizado para esta línea se denomina parteaguas. Esta línea tiene las siguientes particularidades:

- debe seguir las altas cumbres;
- debe cortar ortogonalmente a las curvas de nivel;
- no debe cortar ninguno de los cauces de la red de drenaje.

### **6.1.2.2 Río principal**

El río principal suele ser definido como el curso con mayor caudal de agua (medio o máximo) o bien con mayor longitud o mayor área de drenaje. Tanto el concepto de río principal como el de nacimiento del río son arbitrarios, como también lo es la distinción entre río principal y afluente. Sin embargo, la mayoría de cuencas de drenaje presentan un río principal bien definido desde la desembocadura hasta cerca de la divisoria de aguas. El río principal tiene un curso, que es la distancia entre su nacimiento y su desembocadura.

---

<sup>4</sup> Saenz Monsalve, G. (1999). *Hidrología en la Ingeniería*. Alfa Omega.

#### **6.1.2.3      *Afluentes***

Los afluentes son los ríos secundarios que desaguan en el río principal. Cada afluente tiene su respectiva cuenca, denominada sub-cuenca.

#### **6.1.2.4      *Relieve de La cuenca***

El relieve de una cuenca consta de los valles principales y secundarios, con las formas de relieve mayores y menores y la red fluvial que conforma una cuenca. Está formado por las montañas y sus flancos; por las quebradas o torrentes, valles y mesetas.

#### **6.1.2.5      *Red de drenaje***

Es el conjunto de cursos de agua que van a conducir las aguas precipitadas sobre una determinada cuenca hidrográfica hacia el punto más bajo de la misma, también llamado punto de control. Los parámetros que definen una red de drenaje son los siguientes:

- **Longitud total de los cursos de agua** ( $L_t$ ): es la suma de la distancia total recorrida por los diferentes cursos de agua que forman parte de la red hidrográfica de la cuenca. La distancia recorrida por un curso de agua se mide desde su origen hasta su desembocadura en el cuerpo receptor.
- **Orden el río principal de la cuenca y grado de ramificación:** Se determina el grado de ramificación de un curso de agua se considera el número de bifurcaciones que tienen sus tributarios, asignándole, un orden a cada uno de ellos en forma creciente desde el inicio de la divisoria hasta llegar al curso principal de manera que el orden atribuido a este indique en forma directa el grado de ramificación de la red de drenaje. El río de primer orden es un tributario pequeño, sin ramificaciones. Un río de segundo orden es el que solo posee ramificaciones de primer orden. Un río de tercer orden es el que presenta ramificaciones de primer y segundo orden, y así sucesivamente.

### 6.1.3 Parámetros geomorfométricos<sup>5</sup>

#### 6.1.3.1 Área de cuenca

Una cuenca tiene su superficie perfectamente definida por su contorno y viene a ser el área drenada comprendida desde la línea de división de las aguas hasta el punto convenido (estación de aforos, desembocadura etc.). Para la determinación del área de la cuenca es necesario previamente delimitar la cuenca, trazando la línea divisoria.

Toda cuenca de drenaje está rodeada prácticamente por una divisoria o parteaguas, así llamada porque se trata de una línea de separación, que divide la lluvia que cae sobre dos cuencas adyacentes, y dirige el consiguiente flujo superficial y subterráneo hacia una u otra red fluvial.

El área de la cuenca tiene gran importancia, por constituir el criterio de la magnitud del caudal, en condiciones normales, los caudales promedios, mínimos y máxima instantáneos crecen a medida que crece el área de la Cuenca.

Tabla 1.1.6.1.3- Clasificación cuenca de acuerdo a su Área

Rangos de áreas (km <sup>2</sup> )	Clases de tamaño
Hasta 3.0	Pequeña
3.1 – 8.0	Mediana
8.01 – a mas	Grande

#### 6.1.3.2 Pendiente media de la cuenca

Esta característica es de mucha importancia porque controla en buena parte la velocidad con que se da la escorrentía superficial y afecta, por lo tanto, el tiempo que lleva el agua de la lluvia para concentrarse en los canales fluviales que constituyen la red de drenaje de las cuencas.

---

<sup>5</sup> Lanza Mejia, D. J. (2010). *Introduccion a la Hidrotecnia Vial*. Managua, Nicaragua.



Con ArcGis 10.1 y su extensión HEC-GeoHMS 10.1 se calculan las pendientes de cada subcuenca la cuales se ponderan con el área de cada subcuenca con el fin de obtener la pendiente media.

$$S_{mc} = \frac{\sum(A_i \times S_i)}{\sum A_i}$$

Dónde:

$S_{me}$  = pendiente media.

$A_i$  = el área de cada subcuenca

$S_i$  = pendiente de cada subcuenca.

### 6.1.3.3 *Curva hipsométrica*

La curva hipsométrica caracteriza el relieve de una cuenca, o sea, es el estudio de la variación de la elevación de los varios terrenos de la cuenca con referencia al nivel medio del mar (msnm). Es la curva que representa la superficie por encima de una cota dada.

Para su elaboración se necesita calcular en ArcGis 10.1 un mapa de altitudes y valores de área dicho mapa se caracteriza en dividir la cuenca en distintas secciones cuyo número de secciones lo define el usuario del programa luego se grafica en Excel con los valores de porcentaje de área acumulada y promedio de altitudes.

$$h_{prom} = \frac{h_{max} - h_{min}}{2}$$

$$\%A_{acum} = \frac{A_{acum}}{A_{total}} \times 100$$

Dónde:

$h_{prom}$  = promedio de la altitud máximas y mínima para cada sección sus valores se colocan en el eje de la ordenada.

$\%A_{\text{acum}}$  = porcentaje de área acumulada sus valores se colocan en el eje de la abscisa.

#### □ **Altitud Media**

Es valor promedio de elevación en la cuenca. Y se calcula con los resultados obtenidos del mapa de altitudes anteriormente mencionado.

#### □ **Altitud Más Frecuente**

Es el valor que representa la altitud que cubre más superficie en la cuenca. Y se obtiene del mapa de secciones con los valores de altitudes promedio y porcentaje de área para cada altitud.

$$\%A_i = \frac{A_i}{A_{\text{total}}} \times 100$$

Dónde:

$h_{\text{prom}}$  = promedio de la altitud máximas y mínima para cada sección del mapa de pendiente. De que se elaboró en la curva hipsométrica.

$\%A_i$  = porcentaje de área para cada valor de altitud con respecto al área total de la cuenca.

En la altitud que se encuentre el valor máximo de  $\%A_i$  corresponde la altitud más frecuente.

#### □ **Altitud de Frecuencia Media**

Dicho valor corresponde al 50 por ciento del área en la curva hipsométrica.

#### □ **Histograma de Frecuencia**

Es la proporción en porcentaje de la superficie total de la cuenca comprendida entre secciones del mapa anteriormente en la sección de curva hipsométrica.

#### **6.1.3.4 Longitud del río principal**

Es la medida del escurrimiento principal de la cuenca, que generalmente es medido desde la parte más alta hasta el punto de control, es decir que corresponde a la suma total de los “n” tramos del cauce principal considerado. La longitud del cauce principal es un parámetro también importante en la respuesta hidrológica de una

cuenca, a mayor longitud mayor tiempo de concentración y viceversa. La longitud del cauce principal la podemos clasificar como corto, mediano o largo haciendo uso de la siguiente:

Tabla 1.26.1.3- Clasificación cuenca de acuerdo a su Longitud

Rangos de longitud (Km)	Clases de longitud del cauce
6.9 – 10.9	Corto
11 – 15	Mediano
15.1 – 19.1	Largo

#### 6.1.3.5 Coeficiente de compacidad (K<sub>c</sub>)

Es la relación entre el perímetro de la cuenca y la longitud de la circunferencia de un círculo de área igual al de la cuenca en estudio. Siendo “P” el perímetro de la cuenca en km, y “A” el área en Km<sup>2</sup>, K<sub>c</sub> se expresa con la siguiente ecuación: Cuanto más irregular sea la cuenca mayor será su coeficiente de compacidad. Una cuenca circular posee el índice de compacidad mínimo igual a uno lo cual indica que hay mayor tendencia a las crecientes.

$$K_c = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Tabla 1.3.6.1.3- Clasificación cuenca de acuerdo a su Perímetro

Rangos de k <sub>c</sub>	Clases de compacidad
1.0 – 1.25	Redonda a oval redonda
1.25 – 1.50	De oval redonda a oval oblonga
1.50 – 1.75	De oval oblonga a rectangular oblonga

#### 6.1.3.6 Factor de forma de la cuenca

Es la relación entre el ancho promedio de la cuenca y la longitud del curso principal del río. Este factor, como los otros que se utilizan en este trabajo, es un referente para establecer la dinámica esperada de la esorrentía superficial en una cuenca. La longitud axial se mide cuando se sigue el curso de agua más largo desde la desembocadura hasta la cabecera más distante en la cuenca.

El ancho medio se obtiene cuando se divide el área por la longitud axial. Siendo “B” el ancho medio en Km, “L” la longitud axial de la cuenca en Km y “A” el área de drenaje en Km<sup>2</sup>, K<sub>f</sub> se define con la siguiente ecuación:

$$K_f = \frac{A}{L}$$

Un valor de K<sub>f</sub> superior a la unidad nos proporciona el grado de achatamiento de la cuenca o el de un río principal corto. En consecuencia, con tendencia a concentrar el escurrimiento de una lluvia intensa formando fácilmente grandes crecidas De acuerdo al factor de forma, la cuenca se clasifica como muestra la siguiente.

Tabla 1.4.6.1.3- Clasificación cuenca de acuerdo a su Forma

Rangos de k <sub>f</sub>	Clases de forma
0.01 – 0.18	Muy poco achatada
0.18 – 0.36	Ligeramente achatada
0.36 – 0.54	Moderadamente achatada

#### 6.1.3.7 Índice de alargamiento (I<sub>a</sub>)

Se calcula de acuerdo a la fórmula siguiente.

$$I_a = \frac{L_m}{l}$$

- $I_a$  Índice de alargamiento  
 $L_m$  Longitud máxima de la cuenca  
 $L$  Ancho máximo de la cuenca

Cuando ***la*** toma valores, mucho mayores a la unidad, se trata seguramente de cuencas alargadas, mientras que para valores cercanos a 1, se trata de una cuenca cuya red de drenaje presenta la forma de abanico y puede tenerse un río principal corto.

Tabla 1.5.6.1.3- Clasificación cuenca de acuerdo su Largo

Rangos de $I_a$	Clases de alargamiento
0.0 - 1.4	Poco alargada
1.5 – 2.8	Moderadamente alargada
2.9 – 4.2	Muy alargada

#### 6.1.3.8 *Densidad de drenaje ( $D_d$ )*

Nos da la idea de la permeabilidad de los suelos y de la vegetación, y se define como la longitud total de corrientes,  $L_s$  (km), por el área total de la cuenca,  $A$  (km<sup>2</sup>), o sea,

$$D_d = \frac{L_s}{A}$$

Tabla 1.6.6.1.3- Clasificación cuenca de acuerdo su Densidad

Clases de densidad de drenaje	
Rangos de densidad	Clases
0.1 – 1.8	Baja
1.9 – 3.6	Moderada
3.7 – 5.6	Alta

➤ Menor densidad de drenaje:

- Materiales del terreno resistentes a la erosión, suelos muy permeables.
- Pendientes suaves.

➤ Mayor densidad de drenaje:

- Materiales erosionables

- Suelos impermeables
- Pendientes fuertes y escasa cobertura vegetal

#### 6.1.3.9 *Pendiente del cauce principal*

Dado que la pendiente varía a lo largo del cauce, es necesario definir una pendiente media; para ello existen varios métodos; el método usado en este estudio es el que se conoce como: Método de Pendiente Media, que establece, que ésta es igual al desnivel entre los extremos de la corriente dividido entre su longitud medida en planta. Siendo “H<sub>1</sub>” la altura máxima de la corriente, “H<sub>0</sub>” la altura mínima de la corriente y “L” la longitud en planta, Sc se define con la siguiente ecuación:

$$Sc = \frac{H_1 - H_0}{L}$$

Tabla 1.7.6.1.3- Clasificación cuenca de acuerdo su Pendiente

Clases de valores de pendiente del cauce	
Rangos de pendiente (m/m)	Clases
0.01 – 0.05	Suave
0.06 – 0.11	Moderada
0.12 – 0.17	Fuerte

#### 6.1.4 Tránsito de avenidas

El tránsito de avenida son todos los procedimientos con los cuales se pueden determinar el tiempo y la magnitud de una avenida en un punto de cierre del cauce. Este método se aplica para transitar el hidrograma obtenido en el punto de control de una sub-cuenca, hacia el próximo punto de control sobre el cauce principal de la cuenca.

El tránsito permite amortiguar los caudales a través del tiempo con el propósito de simular la condición del flujo en el cauce del río. Con el modelo HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center) del cuerpo de ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (US Army corps of Engineers), se puede simular la respuesta que tendrá la cuenca de un río en su escurrimiento superficial, como producto de la precipitación,

mediante la representación de la cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos.

Cada componente modela un aspecto del proceso de escurrimiento por precipitaciones dentro de una parte de la cuenca comúnmente referida como una subcuenca. Un componente puede representar una identidad de escurrimiento superficial, un canal de flujo o embalse.

La representación de un componente requiere un conjunto de parámetros que especifiquen las características particulares del componente y las relaciones matemáticas que describen el proceso físico. El resultado del proceso del modelaje es el cálculo de los hidrogramas del flujo en sitios elegidos de la cuenca del río.

### **6.1.5 Análisis de lluvias intensas**

#### **6.1.5.1 *Curvas de intensidad duración y frecuencia***

Son una relación matemática empírica entre la intensidad de una precipitación, su duración y la frecuencia con la que se observa. La relación entre estas tres variables se puede presentar en una sola gráfica, interpretar correctamente estas curvas da parámetros para proyectar obras de ingeniería que están influenciadas directamente con factores climáticos (ver anexo, grafica 11.2.1).

INTENSIDAD: es la tasa promedio de lluvia en pulgadas por hora para una cuenca o subcuenca de drenaje particular.<sup>6</sup>

□ Pero en nuestro país está dada en milímetros por hora.

DURACIÓN: Tiempo de caída de una precipitación sobre un área determinada.

FRECUENCIA: Es la relación entre la magnitud de un evento y su periodo de retorno. Este fenómeno depende de la ubicación geográfica y de las características físicas y meteorológicas del lugar.

---

<sup>6</sup> Chow, V., Maidment, D., & Mays, L. (1998). *Hidrología aplicada*. Editorial Colombiana, Nomos S.A.

### **6.1.5.2      *Hietograma de lluvias***

#### **6.1.5.3.1      *Hietograma de diseño con el método de bloque alterno***

Un Hietograma no es más que la distribución temporal de la intensidad o de la profundidad de una precipitación a lo largo de la duración del episodio tormentoso. El método del bloque alterno es una forma simple de desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva de intensidad-duración-frecuencia.

El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación que ocurre en  $n$  intervalos de tiempos sucesivos de duración  $\Delta t$  sobre una duración total  $T_d = n \Delta t$ . Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones y la profundidad correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración.

Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo  $\Delta t$ . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida  $T_d$  y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño.

### **6.1.5.4      *Transito de hidrograma de cada subcuenca a través del cauce principal***

#### **6.1.5.4.1      *Método de muskingum***

Este método se aplica para transitar el hidrograma obtenido en el punto de control de una subcuenca, hacia el próximo punto de control sobre el cauce principal de la cuenca. El transito permite amortiguar los caudales a través del tiempo con el propósito de simular la condición del flujo en el cauce.

Ecuación de transito:

$$O_2 = C_2 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1$$



02: caudal de salida al momento del transito

I2:caudal de entrada al momento del transito

01:caudal de salida un instante antes del transito

I1:caudal de entrada un instante antes del transito

C0, C1, C2:coeficientes de regusidad del cauce

### 6.1.6 Estimación de Los parámetros del transito<sup>7</sup>

#### 6.1.6.1 Velocidad de tránsito (Vt)

Es la velocidad del flujo de las aguas que se escuren a lo largo de la cuenca hasta el punto de interés entre el tiempo de concentración.

$$Vt = \frac{L}{t_c} \quad Vt = \frac{1}{n} [V_1 + V_2 + +V_n]$$

Para el segundo tránsito y posteriores:

$$Vt = \frac{1}{x} [V_1 + V_2 + \dots + V_n(\text{realizado})]$$

#### 6.1.6.2 Longitud (Lt)

Es la distancia entre dos puntos de control consecutivos, medidos sobre el cauce principal de la cuenca.

#### 6.1.6.3 Tiempo de retardo (K)

Representa el desfase entre el tiempo pico del hidrograma a transitar y el tiempo pico del hidrograma transitado.

$$K = \frac{L_t}{V_t}$$

---

<sup>7</sup> Chow, V., Maidment, D., & Mays, L. (1988). *Hidrologia Aplicada*. Editorial Colombiana Nomos S.A.

#### 6.1.6.4 *Tiempo de hidrograma a transitar (t)*

Es el cociente que resulta al dividir como mínimo por 2 el tiempo pico del hidrograma a transitar. Si al menos un coeficiente de rugosidad de la sección de tránsito es negativo, el tiempo pico se divide por 3, 4, 5... n veces hasta obtener coeficientes de rugosidad positivos.

Si después de varias subdivisiones el valor continúa negativo, significa que habrá pérdida del caudal en el tránsito, lo que ocurre si el tiempo pico de retardo (K) es mucho menor que el tiempo pico del hidrograma a transitar.

$$t > 2KX$$

#### 6.1.6.5 *Coeficiente de rugosidad*

$$C_0 = -\frac{(KX - 0.5t)}{K - KX + 0.5t}$$
$$C_1 = \frac{(KX - 0.5t)}{K - KX + 0.5t}$$
$$C_2 = \frac{(K - KX - 0.5t)}{K - KX + 0.5t}$$

Los coeficientes de rugosidad deben de cumplir:  $C_0 + C_1 + C_2 = 1$

#### 6.1.7 *Tiempo de concentración (Tc)<sup>8</sup>*

Se puede definir como el tiempo que demora en viajar una partícula de agua desde el punto más remoto hasta el punto de interés. Corresponde al lapso entre el final de la lluvia y el momento en que cesa el escurrimiento superficial. Basado en el método del proyecto hidrometeorológico centroamericano (el tiempo de concentración puede ser un valor estipulado de antemano sin calcular).

---

<sup>8</sup> Chow, V., Maidment, D., & Mays, L. (1988). *Hidrología Aplicada*. Editorial Colombiana Nomos S.A.

$$t_c = t_e + t_r$$

$$t_e = 0.0041 \left[ \frac{3.28L}{\sqrt{Sc}} \right]^{0.77}$$

$$t_r = \frac{1}{3600v}$$

$$v = \frac{1}{n} R_h^{\frac{3}{2}} S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

$t_c$ : Tiempo de concentración de la cuenca hidrográfica (hrs)

$t_e$ : Es el tiempo de concentración de la cuenca a la entrada al canal (hrs)

$t_r$ : Es el tiempo de recorrido a través del canal (hrs)

$v$ : Es la velocidad media, en m/s

$Sc$ : Pendiente del cauce (m/m)

$L$ : Máxima Longitud de recorrido (m)

$n$ : Coeficiente de Manning

#### 6.1.8 Coeficiente de escorrentía<sup>9</sup>

El coeficiente de escorrentía ( $c$ ) representa la fracción de agua del total de lluvia precipitada que realmente genera escorrentía superficial una vez se ha saturado el suelo por completo. Su valor depende de las características concretas del terreno que determinan la infiltración del agua en el suelo.

Los diferentes métodos utilizados para su cálculo (todos ellos de naturaleza empírica) difieren tanto en su fiabilidad como en su complejidad; lógicamente, a más información utilizada más complejidad y fiabilidad y viceversa, pero, en cualquier caso, es fundamental tener en cuenta la mayor o menor homogeneidad de la cuenca.

---

<sup>9</sup> Chow, V., Maidment, D., & Mays, L. (1988). *Hidrología Aplicada*. Editorial Colombiana Nomos S.A

#### **6.1.8.1      *Método SCS para pérdidas por infiltración***

El Método SCS permite la determinación del coeficiente de escorrentía sin medir la escorrentía directamente. Usa la profundidad de lluvia (P) y el número de curva del complejo hidrológico suelo-cobertura. Es útil sobre todo para cuencas grandes.

El número de curva (CN) es una función de:

- Grupo hidrológico del suelo
- Uso de la tierra
- Condición hidrológica
- Condiciones de humedad inicial del suelo

Es considerado como uno de los más importantes modelos no determinísticos utilizado para estimar el escurrimiento. El método del número de curva permite determinar la escorrentía directa o la lluvia efectiva (Pe), es decir, la fracción de precipitación total (P) que directa es el colaborador predominante para el evento de inundación.

Para llevar a cabo el método SCS es necesario caracterizar al suelo en dependencia del grupo hidrológico:

**Grupo A:** (baja escorrentía potencial): suelos con altas tasas de infiltración aun cuando sean cuidadosamente humedecidos; son sobre todo de gravas o arenas profundas bien a excesivamente drenadas. Estos suelos tienen una alta tasa de transmisión de agua

**Grupo B:** Suelos con moderadas tasas de infiltración cuando son cuidadosamente humedecidos; consisten principalmente de suelos con una capa que impide el movimiento hacia abajo del agua, o suelos con texturas finas a moderadamente finas. Estos suelos tienen una tasa moderada de transmisión de agua.

**Grupo C:** Suelos con bajas tasas de infiltración cuando son humedecidos; son principalmente suelos con una capa que impide el movimiento hacia abajo del agua, o suelos con texturas moderadamente finas a finas. Estos suelos tienen una baja tasa de transmisión de agua.

**Grupo D:** (alto potencial de escorrentía): suelos con muy bajas tasas de infiltración cuando son cuidadosamente humedecidos; son principalmente suelos arcillosos con gran potencial para hincharse, suelos con una napa freática alta permanente, suelos con una capa dura o una capa de arcilla cerca de la superficie y suelos poco profundos sobre material casi impenetrable. Estos suelos tienen una tasa muy baja de transmisión de agua.

Posteriormente se debe buscar el número de curva (CN) correspondiente al uso apropiado de la tierra y al grupo de suelo (ver tabla, mapa 11.3.3). Debido a que los mapas de tipo de Suelo proporcionados para el estudio, están clasificados en función del grupo taxonómico, para reclasificar en función del grupo hidrológico se necesita conocer las características de dichos suelos, las cuales se detallan a continuación.

Tabla 1.8 Curva Numero por el uso del suelo.

Uso de la tierra y cobertura	Tratamiento del suelo	Pendiente del terreno en %	Tipo de suelo			
			A	B	C	D
Sin cultivos	Surcos rectos		77	86	91	94
Cultivos en Surco	Surcos rectos	> 1	72	81	88	91
	Surcos rectos	< 1	67	78	85	89
	Contorneo	> 1	70	79	84	88
	Contorneo	< 1	65	75	82	86
	Terraza	> 1	66	74	80	82
	Terraza	< 1	62	71	78	81
Cereales	Surcos rectos	> 1	65	76	84	88
	Surcos rectos	< 1	63	75	83	87
	Contorneo	> 1	63	74	82	85
	Contorneo	< 1	61	73	81	84
	Terraza	> 1	61	72	79	82

	Terraza	> 1	59	70	78	81
Leguminosas pradera rotación	Surcos rectos	> 1	66	77	85	89
	Surcos rectos	< 1	58	72	81	85
	Contorneo	> 1	64	75	83	85
	Contorneo	< 1	55	69	78	83
	Terraza	> 1	63	73	80	83
	Terraza	< 1	51	67	76	80
Pastizales		> 1	68	79	86	89
		< 1	39	61	74	80
	Contorneo	> 1	47	67	81	88
	Contorneo	< 1	6	35	70	79
Pradera Permanente		< 1	30	58	71	78
Bosques Naturales						
Muy ralo			56	75	86	91
Ralo			46	68	78	84
Normal			36	60	70	77
Espeso			26	52	62	69
Muy espeso			15	44	54	61
Caminos						
De terracería			72	82	87	89
Con superficie dura			74	84	90	92

#### **6.1.8.2      *Ordenes de suelos según SOIL TAXANOMY***

La taxonomía de suelos de [USDA](#), o sintéticamente y más generalizada [Soil Taxonomy](#), desarrollada y coordinada internacionalmente por el Ministerio de Agricultura de los Estados Unidos (en inglés, el United States Department of Agriculture y su subsidiaria National Cooperative Soil Survey) da una clasificación de suelos acorde a varios parámetros.

##### **Alfisoles**

Las características de estos suelos son: texturas de arcillosos a franco arcillosos y franco arenosos, con colores que varían de pardo grisáceo muy oscuro a pardo rojizo y pardo amarillento, volviéndose a más claro a mayor profundidad; el drenaje interno del suelo varía de pobre a bien drenados, con profundidades que varían de muy profundo a poco profundo.

##### **Andisoles**

Tienen textura fina, aunque su contenido en arcilla no suele pasar del 20 a 25 % pobre en arenas cuanto mayor es la evolución. La estructura está formada por agregados muy finos de tamaño limo y arena fina. Estructura muy porosa con una densidad aparente del suelo aparente muy baja entre 0.5 y 0.8 kg/dm<sup>3</sup> y una permeabilidad muy elevada.

##### **Entisoles**

Las texturas tanto superficiales como del subsuelo varían de arenosas a arcillosas, con colores que van desde oscuros a pardos. Las profundidades son de muy superficiales a superficiales (<25–40 cm) en relieves escarpados y sujetos a erosión activa; muy superficiales a profundos (<25 a >90 cm) en las planicies, con un contacto lítico (rocoso) a menos de 50 cm de profundidad, o con un subsuelo de gran espesor que no tiene evidencia de desarrollo y que presenta texturas gruesas, con granulometría variable, con o sin fragmentos gruesos dentro del perfil del suelo o sobre la superficie. El nivel freático oscila de muy superficial a muy profundo e

inundaciones muy frecuentes y prolongadas en algunas áreas durante la estación lluviosa.

### **Inceptisoles**

La textura superficial de estos suelos varía de acuerdo a su ubicación: en la región del Pacífico sus texturas son de arena franca hasta arcillosa, con coloraciones de pardo a pardo rojizo y pardo grisáceo; mientras que en la región del Atlántico es generalmente de franco arcilloso a arcilloso, con coloraciones de pardo claro a pardo rojizo y grisáceo.

La textura y la coloración del subsuelo varia también de acuerdo a su ubicación y material de origen: en la región Atlántica la textura es arcillosa con coloraciones grises claros, esto se debe al Hidromorfismo; en cambio en la región del Pacífico su textura y coloración es franco arcilloso y franco arcillo arenoso, pardo oscuro y en algunos casos con coloraciones pardo rojizo oscuro, las profundidades son de poco profundo a muy profundo (60 a >120 cm). En algunas áreas donde se encuentran estos suelos las inundaciones son frecuentes y prolongadas durante la estación lluviosa (Región Atlántica).

### **Molisoles**

Las características de estos suelos son: texturas del suelo y subsuelo de franco arenoso a franco arcilloso y arcilloso, con colores que varían de pardo grisáceo a pardo rojizo, gris y pardo oscuro; son poco profundos a muy profundos (60 a >120 cm), en algunas áreas se encuentra una o varias capa de talpetate de diferentes colores y grados de cementación, a diferentes profundidades, otros poseen piedras en la superficie y gravas en el perfil

### **Ultisoles**

Los Ultisoles presentan las siguientes características morfológicas: texturas superficiales franco arcilloso y arcilloso, textura del subsuelo de arcilloso a muy arcilloso; colores pálidos en el suelo superficial, pardo grisáceo oscuro a pardo



amarillento claro, en el subsuelo los colores varían de pardo oscuro a pardo rojizo oscuro, en algunos casos los colores en el subsuelo varían producto del Hidromorfismo de gris pardusco claro a gris claro.

## **Vertisoles**

Las características del orden de los Vertisoles son: la textura del horizonte superficial varía de franco arcilloso a arcilloso pesado, con colores que gradan de negro a gris oscuro y es de poco espesor, con un subsuelo de textura muy arcillosa (con >60% de contenido de la fracción arcilla, principalmente montmorillonita) y colores gris oscuros; son suelos de muy profundos a moderadamente profundos (60 a >120 cm.), que en épocas secas se contraen y forman grietas anchas y profundas (1 cm. o más de ancho y hasta 1 m o más de profundidad) y en épocas lluviosas se expanden; generalmente presentan macro relieve de planicie depresional y micro relieves por la gran cantidad de arcillas.

Las grietas permanecen abiertas (a menos que estén irrigados) por 90 días acumulativos o más durante el año, pero no durante todo el año. Son extensivos en depresiones, llanos y en planicies con escurrimiento superficial lento.

### **6.1.9 Factores que afectan el escurrimiento del agua**

#### **6.1.9.1 *Cantidad y tipo de precipitación***

Unos de los primeros pasos que se debe seguirse en muchos proyectos de diseño hidrológico, como el diseño del drenaje urbano, es la determinación del evento o eventos de lluvia que deben usarse.

La forma más común de hacerlo es utilizar una tormenta de diseño o un evento que involucre una relación entre la Intensidad de lluvia, la Duración y la Frecuencia o periodos de retorno apropiados para la obra y el sitio. En muchos casos existen curvas estándar de Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF) disponibles para el sitio.

### **6.1.9.2      *Tamaño de la cuenca***

Es un parámetro importante, y sus características dependen de la morfología (forma, relieve, red de drenaje, etc.).

### **6.1.9.3      *Cantidad y tipo de vegetación***

La cantidad de escurrimiento así como la cantidad de las estructuras de drenaje con la capacidad necesaria depende de las características de la cuenca. Un bosque o un talud de corte y relleno con una buena cobertura vegetativa tendrán relativamente poco escurrimiento.

Un campo inhabitado, un área deforestada, o una superficie de camino raso tendrán un escurrimiento relativamente alto. Así el coeficiente de escorrentía del método racional aumenta con menos vegetación, más perturbación de la cuenca y más superficies impermeables.

## **6.2      Hidráulica**

### **6.2.1 Introducción a la hidráulica de canales**

Un canal abierto es un conducto en el cual el agua fluye con una superficie libre. De acuerdo con su origen un canal puede ser natural o artificial.<sup>10</sup>

Los canales naturales incluyen todos los cursos de agua que existen de manera natural en la Tierra, los cuales varían en tamaño desde pequeños arroyuelos en zona montañosas, hasta quebradas, arroyos, ríos pequeños y grandes. Los canales artificiales son aquellos contruidos o desarrollados mediante el esfuerzo humano.

---

<sup>10</sup> Ven Te Chow, P. (2004). *Hidraulica de Canales Abiertos*. Santa Fe, Bogota, Colombia: Nomos S.A.

### 6.2.2 Tipos de flujos<sup>11</sup>

El flujo en canales abiertos puede clasificarse en muchos tipos y describirse de varias maneras. La siguiente clasificación se hace de acuerdo con el cambio en la profundidad de flujo con respecto al tiempo y al espacio.

#### 6.2.2.1 *Flujo permanente y flujo no permanente*

Se dice que el flujo en un canal abierto es permanente si la profundidad de flujo no cambia o puede suponerse constante durante el intervalo de tiempo en consideración. El flujo es no permanente si la profundidad cambia con el tiempo.

##### 6.2.2.1.1 *Flujo uniforme permanente y no permanente*

Se dice que el flujo en canales abiertos es uniforme si la profundidad de flujo es la misma en cada sección del canal. El establecimiento de un flujo uniforme no permanente requeriría que la superficie del agua fluctuara de un tiempo a otro pero permaneciendo paralela al fondo del canal.

##### 6.2.2.1.2 *Flujo variado permanente y no permanente*

El flujo es variado si la profundidad de flujo cambia a lo largo del canal. El flujo variado puede ser permanente o no permanente. Debido a que el flujo uniforme no permanente es poco frecuente, el término “flujo no permanente” se utilizara de aquí en adelante para designar exclusivamente el flujo variado no permanente.

##### 6.2.2.1.2.1 *Flujo rápidamente variado y gradualmente variado*

El flujo es rápidamente variado si la profundidad del agua cambia de manera abrupta en distancias comparativamente cortas; de otro modo, es gradualmente variado.

---

<sup>11</sup> Ven Te Chow, P. (2004). *Hidraulica de Canales Abiertos*. Santa Fe, Bogota, Colombia: Nomos S.A

### 6.2.2.2 Efecto de la gravedad

El efecto de la gravedad sobre el estado de flujo se representa por la relación entre las fuerzas inerciales y las fuerzas gravitacionales. Esta relación está dada por el número de froude, definido como.

$$f = \frac{v}{\sqrt{gl}}$$

- $f < 1$ , Flujo sub-crítico. En este estado el papel jugado por las fuerzas gravitacionales es más pronunciado; por lo tanto, el flujo tiene una velocidad baja y a menudo se describe como tranquilo y de corriente lenta.
- $f > 1$ , Flujo es supercrítico. En este estado las fuerzas inerciales se vuelven dominantes; el flujo tiene alta velocidad y se describe usualmente como rápido, ultrarrápido y torrencial.

### 6.2.3 Obtención del coeficiente de rugosidad de manning (Método de Cowan).<sup>12</sup>

El coeficiente de rugosidad de Manning se estima por el método de Chow 1959 o del mismo programa Hec - Ras, para el cual se utiliza la información recopilada en el campo del tipo de material que compone el cauce, taludes y márgenes de los cauces, así como también del tipo de vegetación y otros componentes que inciden en la resistencia del canal al flujo.

A partir del reconocimiento de varios factores primordiales que afectan el coeficiente de rugosidad, Cowan desarrolló un procedimiento para estimar el valor de  $n$ .

Mediante este procedimiento el valor de  $n$  puede calcularse por.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$$

---

<sup>12</sup> Ven Te Chow, p. D. (2000). Hidráulica de Canales Abiertos. Santa Fé Bobota, Colombia. Martha Edna Suárez, R.

Dónde:

$n_0$  = Valor básico de  $n$  para un canal recto, uniforme y liso en los materiales naturales involucrados.

$n_1$  = Valor que debe agregarse al  $n_0$  para corregir el efecto de la rugosidad superficial.  $n_2$  = Es un valor para considerar las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal.  $n_3$  = Valor para considerar las obstrucciones.  $n_4$  = Considera la vegetación y condiciones de flujo.  $m_5$  = Factor de corrección.

Para establecer el valor de  $n_1$ , se considera que el grado de irregularidad es:

- Suave: para superficies comparables con la mayor obtenible en los materiales involucrados.
- Menor: para canales artificiales bien dragados con taludes laterales ligeramente erosionado o socavados en canales artificiales o canales de drenaje.
- Moderado: para canales mediana o pobremente dragados, taludes laterales moderadamente derrumbados o erosionados de canales artificiales o canales de drenaje.
- Severos: Para bancas muy derrumbadas de cauces naturales o con taludes laterales muy erosionados o muy derrumbados en canales artificiales o canales de drenaje, y canales artificiales excavados en roca con superficie deformes, con entrantes y salientes irregulares.

Para escoger el valor de  $n_2$  se considera que el carácter de las variaciones en tamaño y forma de la sección trasversal es:

- Gradual: cuando el cambio en el tamaño o en la forma ocurre de manera gradual.
- Ocasionalmente alternante: cuando las secciones grandes y pequeñas se alternan ocasionalmente o cuando los cambios en la forma causan el cambio de la corriente principal de un lado a otro.

- Frecuentemente alternante: cuando las secciones grandes y pequeñas se alternan con frecuencia o cuando los cambios en la forma causan frecuentes cambios de la corriente principal de un lado a otro.

Al establecer el valor de  $n_3$  se consideran la presencia y las características de obstrucciones como depósitos de basura, palos, raíces expuestas, cantos rodados y troncos caídos y atascados.

Considere lo siguiente en este valor de  $n_3$ . Hasta qué punto las obstrucciones ocupan o reducen el promedio de área mojada, la naturaleza de las obstrucciones (objetos puntiagudos o angulares inducen mayor turbulencia que objetos curvos o con superficies lisas), y la posición y el espaciamiento, transversal y longitudinal, de las obstrucciones en el tramo bajo consideración.

Al establecer el valor de  $n_4$  se considera el grado del efecto de la vegetación:

- Bajo: para condiciones comparables a lo siguiente:
  - a. Crecimientos densos de pasto o maleza flexibles; de los cuales los pastos bermuda y azul son ejemplos, donde la profundidad promedio de flujo es de dos a tres veces la altura de la vegetación.
  - b. Varas flexibles de plantas jóvenes, como sauce, matas de algodón o cedro salado, la profundidad promedio de flujo es tres o cuatro veces la altura de la vegetación.
- Medio: para condiciones comparables a las siguientes:
  - a. Césped cuando la profundidad media de flujo es una a dos veces la altura de la vegetación.
  - b. Pastos con tallo, maleza o plantas jóvenes con cubierta moderada cuando la profundidad promedio de flujo es dos a tres veces la altura de la vegetación.
  - c. Crecimientos de matorrales, moderadamente densos, similares a sauces de uno a dos años, durante la estación invernal, a lo largo de los taludes

laterales de un canal sin vegetación importante a lo largo del fondo del canal, cuando el radio hidráulico es mayor que 2 pies.

- Alto: para condiciones comparables a la siguientes:
  - a. Prados de césped cuando la profundidad promedio es más o menos igual a la altura de la vegetación.
  - b. Sauces o plantas de algodón de ocho a diez años de edad durante la estación invernal, con crecimiento intermedio de malezas y matorrales, sin vegetación en el follaje, cuando el radio hidráulico es mayor que 2 pies.
  - c. Matorrales de sauces de aproximadamente un año de edad durante la estación de crecimiento, con intercalaciones de algunas malezas con follaje completo a lo largo de los taludes laterales sin vegetación importante a lo largo del canal, cuando el radio hidráulico es mayor que 2 pies.

□ Muy alto: para condiciones comparables a las siguientes:

- a. Pastos cuando la profundidad promedio del flujo es menor que la mitad de la altura de la vegetación.
- b. Matorrales de sauces de más o menos un año de edad durante la estación de crecimiento, con crecimiento intercalados de maleza con follaje completo a lo largo de los taludes laterales o crecimientos densos de plantas de hojas anchas en el fondo del canal, con cualquier valor del radio hidráulico hasta 10 o 15 pies.
- c. Árboles en la estación de crecimiento con intercalaciones de maleza y matorrales, todos con follaje completo, con cualquier valor del radio hidráulico hasta 10 o 15 pies.

Al establecer el valor de  $m_5$ , el grado de los efectos de meandros depende de la relación entre la longitud con meandros y la longitud recta del tramo del canal. Los meandros se consideran menores para relaciones de 1 a 1.2, apreciables para relaciones de 1.2 a 1.5, y severos para relaciones de 1.5 y mayores.

#### **6.2.4 Modelación hidráulica con HEC-RAS 4.1.0<sup>13</sup>**

El Sistema Modelado de HEC - RAS, el cual es un modelo matemático para realizar análisis hidráulico unidimensional en canales abiertos. El modelo fue desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos.

HEC-RAS es un sistema integrado de software, diseñado para el uso interactivo en un ambiente de multi-pruebas. El sistema comprende de una interfaces del usuario gráfica (GUI), componentes de los análisis hidráulicos separados, almacenamiento de los datos y capacidades de dirección, gráficos e información de medios.

Básicamente el modelo comprende tres módulos, uno para los datos geométricos del canal y de las estructuras hidráulicas, un segundo módulo para el manejo de los datos de flujo para el diseño y condiciones de frontera del canal, un tercer módulo para realizar y manejar los análisis computacionales de las situaciones planteadas.

Los cálculos hidráulicos están basados en la ecuación de la energía la cual es resuelta para flujo gradualmente variado en canales por medio del método de Paso Estándar. Los análisis están basados en criterios inerciales y gravitacionales del flujo por lo que se examinan tres regímenes de flujo: Subcríticos, Mixto y Supercrítico. Las soluciones son evaluadas por los mensajes que el programa envía al usuario.

El programa está orientado a determinar los diferentes elementos hidráulicos de crecida relativos al curso de agua en examen, como por ejemplo el perfil hídrico, las velocidades de la corriente al centro y en los lados, el tipo de movimiento hidráulico, la altura crítica y otros.

---

<sup>13</sup> Informe Hidrotecnico Final (MTI), Estudio de Factibilidad y Diseño Final de la Carretera Acoyapa-San Carlos Frontera con Costa Rica. (2007)



El programa HEC-RAS determina los perfiles líquidos de tramos de cursos de agua naturales o artificiales (tiene como título "Walter Surface Profiles") utilizando los valores de las abscisas y de las ordenadas de los puntos que definen una serie de secciones transversales obtenidas en el tramo en estudio.

#### **6.2.5 Componente de datos geométricos<sup>14</sup>**

Los datos geométricos consisten de establecer una conectividad del sistema de ríos, secciones transversales, la longitud del tramo, los coeficientes de energía de pérdidas (pérdidas por fricción, pérdidas por contracción y expansión) y la información de las conexiones de flujo en los tramos del río o cauce. Datos de estructuras hidráulicas (puentes, alcantarillas, caídas hidráulicas, presa, etc.) que estén localizados en el tramo del río o cauce.

---

<sup>14</sup> Dr Nestor Javier Lanza Mejía. Manual HEC-RAS. Managua, Universidad Nacional de Ingeniería 2013

## **VII. DISEÑO METODOLÓGICO**

### **7.1 Calculo hidrológico**

#### **7.1.1 Delimitación de la cuenca**

Para realizar el análisis de la Micro cuenca, se empleó un Modelo de Elevación Digital, por medio el software ArcGIS 10.2.2 siendo el primer paso la obtención de este. La delimitación se realizó mediante la extensión Archydro tools y HECGeoHMS de ArcGIS. Para realizar la delimitación se llevó a cabo el siguiente procedimiento: Filtrar el DEM, esto con el objetivo de rellenar los sumideros e imperfecciones del DEM y forzar a las celdas que drenen, para realizar los raster de direccion y acumulación del flujo (ver anexo, mapa 11.3.2).

Seguidamente se generaron los raster: Stream y Stream Link, con el fin de determinar la red de drenaje y los Catchment para generar las micro cuencas. Posteriormente se ubica el punto de Interés o punto de cierre, logrando así la delimitación instantánea.

#### **7.1.2 Idrisi selva**

Idrisi Selva es un SIG integrado con sistema de procesamiento de imágenes que analiza y visualiza datos espaciales, es decir representaciones en el espacio.

#### **7.1.3 Parámetros geo-morfoMétricos**

Para el cálculo de los parámetros de la cuenca se exporto a Idrisi el shapefile de la cuenca y el Fill del Layers, ósea el DEM corregido, posteriormente se Geo referenciaron. Luego se convirtió a formato raster la delimitación de la cuenca para que Idrisi pudiera realizar los cálculos.

#### **7.1.4 Calculo del caudal de escorrentía**

El programa HEC-HMS, simulo la respuesta de las cuencas en base al escurrimiento superficial, como producto de una precipitación, mediante la representación de la cuenca como un sistema interconectado de componentes

hidrológicos e hidráulicos a partir de los cuales se estimó el caudal máximo probable.

#### **7.1.5 Consideraciones hidrológicas para el cálculo del caudal maximo probable**

**A. Selección de la estación meteorológica y los eventos de lluvia** Para la estimación de la influencia de las precipitaciones se empleó el método del inverso de la distancia, calculando el peso de la estación que le corresponde a cada cuenca en dependencia de su distancia hacia la estación considerada. Para el cálculo del tiempo de concentración de las cuencas se utilizó el método del Proyecto Hidrometeorológico Centroamericano.

##### **B. Determinación de la precipitación neta**

Para el cálculo de la precipitación caída que va generar escorrentía directa, el cual es el resultado de descontar de la precipitación agua interceptada por la vegetación, infiltrada en el suelo, almacenada en la superficie del mismo, evaporada desde diferentes superficies o transpirada a través de las plantas, para esto HEC-HMS utilizara el modelo: SCS Curve Number (ver anexo, tabla 11.1.1).

##### **C. Transformación de la Precipitación Neta a Escorrentía Directa**

El resultado de la escorrentía directa producida por la precipitación neta, se utilizara el método del Hidrograma unitario sintético del Sistema de Conservación de Suelos de Estados Unidos de América (SCS), con un valor de Lag Time se valoró con el 60% del tiempo de concentración de la subcuenca, tiempo estimado para la transformación.

##### **D. Estimación del Caudal Base**

Según la descripción del drenaje de la cuenca, para el río, se valoraron dos situaciones: la transformación de precipitación en escorrentía, y un caudal base a través de una prueba de aforo proporcionada. Cabe señalar que para este análisis se tomó en cuenta que el caudal, era el mínimo que permanecía en todo el año.

## E. Modelación Meteorológica de las Subcuencas

Para el desarrollo de los Hietogramas de precipitaciones se utilizaron las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia de la estación Aeropuerto Augusto C. Sandino según el método del bloque alterno en intervalos sucesivos de duración seleccionados en correspondencia al periodo de retorno de 2, 5 y 10 años haciendo uso de guía.

Tabla 2.10- Período de retorno de diseño recomendado para estructuras menores. Hidrología, Máximo Villón

Tipo de estructura	Período de Retorno (años)
Puente sobre carretera importante	50 – 100
Puente sobre carretera menos importante o alcantarillas sobre carretera importante	25
Alcantarillas sobre camino secundario	5 – 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encharcamiento con lluvia de corta duración	1 – 2
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2 - 10
Drenaje Agrícola	5 – 10
Muros de encauzamiento	2 – 50 *

\*Puede aumentar si estas obras protegen poblados de importancia.

## F. Aplicación del Tránsito de Avenidas en Cauce en la Variante de Muskingum

Para el cálculo del caudal en la salida de la cuenca, es necesario analizar como el Hidrograma viene transitando a través del cauce principal. El transito se calculara a través del modelo de Muskingum a través de uso del programa HEC HMS.

### 7.1.6 Modelo hidrológico de HEC-HMS 3.5<sup>15</sup>

El programa HEC-HMS 3.5 es un sistema de modelado hidrológico desarrollado por El cuerpo de Ingenieros del ejército de Los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers) del centro de ingeniería hidrológica (Hidrologyc Engineering Center).

El HEC-HMS es un programa de simulación hidrológica tipo evento, lineal y semidistribuido, desarrollado para estimar los hidrogramas de salida en una cuenca

---

<sup>15</sup> Dr Nestor Javier Lanza Mejía. Manual HEC-HMS. Managua, Universidad Nacional de Ingeniería 2012

o varias subcuencas (caudales máximos y tiempos al pico) a partir de condiciones extremas de lluvias, aplicando para ello algunos de los métodos de cálculo de hietogramas de diseño, pérdidas por infiltración, flujo base y conversión en escorrentía directa que han alcanzado cierta popularidad en nuestro país.

Los resultados obtenidos por HEC-HMS permiten:

- Dimensionar obras de control de inundaciones como, micro presas y embalses.
- Establecer dimensiones preliminares de altura de puentes, alcantarillas viales y sistemas de drenaje pluvial.
- Estudiar el impacto ambiental de las crecientes, causado por la transformación del uso de los suelos en cuencas rurales y urbanas.

#### **7.1.6.1      *Información requerida por HEC-HMS 3.5*<sup>16</sup>**

La información que necesita el programa está relacionada directamente con los métodos de cálculo que maneja. Existen cinco grupos básicos de información que deben suministrarse a HEC-HMS para efectuar las simulaciones:

#### **7.1.6.2      *Información morfométricas de las subcuencas***

Algunas de las características morfométricas que requiere HEC-HMS para realizar los cálculos no están explícitas en las ventanas. Por ejemplo, las pendientes y longitud del cauce principal y de las laderas son necesarias para calcular los tiempos de concentración; las características Morfometricas más importantes que deben considerarse en el modelo son:

- Área de las Subcuencas: Definir todos los cálculos de capacidad y conversión de los volúmenes de lluvia en escorrentía. Es el factor morfometrico de mayor importancia en hidrología.
- Longitud y Pendiente de los cauces: Calcular los tiempos de concentración de las subcuencas.

---

<sup>16</sup> Dr Nestor Javier Lanza Mejía. Manual HEC-HMS. Managua, Universidad Nacional de Ingeniería 2012

#### **7.1.6.3      *Información meteorológica***

La información de precipitación que requiere el programa HEC-HMS 3.5 está en función del Modelo meteorológico utilizado. Para el estudio se definió un modelo en base a un Hietograma de Diseño Especificado por el usuario y la información que requiere es la siguiente:

- Registros de Tormentas (Día de inicio y finalización, e intervalos de medición en minutos) de las estaciones cercanas. En este caso se construyó un Hietograma de diseño por el método del bloque alterno a partir de las curvas I.D.F.
- Identificación de las estaciones y sus correspondientes subcuencas.

#### **7.1.6.4      *Información de las características del suelo***

A continuación se resume la información que solicita HEC-HMS según el método seleccionado para determinar las infiltraciones durante eventos de tormenta. Para este proyecto se utilizó el Método de la S.C.S para el cálculo de pérdidas por infiltración:

- Pérdidas Iniciales
- Número de curva, calculado como promedio sobre las subcuencas respectivas a partir de mapas de uso y tipo de suelo.
- Porcentaje de área impermeabilizada.

#### **7.1.6.5 *Información hidrológica del proceso de transformación de lluvia en escorrentía***

La parte más importante del modelo de simulación de HEC-HMS la constituyen los métodos para estimar la forma en que la lluvia se convierte en escorrentía. Se utilizó el método de Hidrograma Unitario Sintético del SCS. Este necesita la siguiente información:

- Tiempo de retardo Time Lag (h, minutos).

#### **7.1.6.6      *Información hidráulica para tránsito de avenidas***

El tránsito de los caudales a través de canales y embalses es otro de los puntos críticos de la simulación con el programa HEC-HMS. El tránsito de avenidas se realizó por el método de Muskingum y la información que requiere es:

- Factor de tiempo de retardo  $K$  (h).
- Factor adimensional de ponderación del amortiguamiento o retardo  $X$  (entre 0 y 0.5).
- Número de subdivisiones para los tramos

##### **a. Método de Cálculo de Perdidas (Loss Method)**

Esto permite seleccionar el método por el cual el programa calcula las pérdidas por infiltración separando la precipitación efectiva de la precipitación total y estimando así la precipitación que se convierte en escorrentía directa.

El método seleccionado como antes se menciono es el método de Número de Curva del S.C.S. El Servicio de Conservación de Suelo lo desarrollo para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta, este se abordó en el marco teórico.

##### **b. Método de Transformación de Lluvia en Escorrentía (Transform Method)**

Uno de los aspectos más importante del modelo de simulación, lo constituyen los métodos para calcular la escorrentía directa producida por la precipitación neta. Existen numerosos métodos de modelado transformaciones de escurrimiento para cada subcuenca. El HEC HMS dispone de los principales métodos de transformación más conocidos y para este caso se utilizó: El Hidrogramas Unitario Sintético del S.C.S.

### **c. Flujo Base ( BaseFlow)**

Sumar a la escurrentía directa la escurrentía base, si existe previamente. En este estudio el drenaje que se estudia es de un cauce no de un rio, por lo tanto no existe flujo base y el programa lo asume como nulo.

### **d. Método de Transito (Routing Method)**

El transito del caudal a lo largo de un cauce o a través de un embalse da lugar a un nuevo hidrograma (Hidrogramas Transitado). HEC-HMS 3.5 permite determinar el comportamiento del caudal en función del tiempo al transitarse de un punto de control a otro. Se seleccionó el Método de Muskingum para el tránsito de avenida.

#### **□ Tránsito de Avenida en Cauces por el Método de Muskingum<sup>17</sup>**

Este método se aplica para transitar el hidrograma obtenido en el punto de control de una subcuenca, hacia el próximo punto de control sobre el cauce principal de la cuenca. El transito permite amortiguar los caudales a través del tiempo con el propósito de simular la condición del flujo en el cauce.

## **7.2 Análisis hidráulico**

### **7.2.1 Principios básicos en el diseño de canales**

Para el diseño de un canal o sistemas de canales es importante considerar aspectos como la topografía, secciones, pendientes y velocidades permisibles así como la siguiente información básica:

- Fotografías aéreas para localizar los poblados, caseríos, áreas de cultivo, vías de comunicación, etc.
- Planos topográficos y catastrales.
- Estudios geológicos, salinidad, suelos y demás información que pueda conjugarse en el trazo de canales.

En el caso de existir información topográfica básica se procede a levantar el relieve del canal, procediendo con los siguientes pasos:

---

<sup>17</sup> (Villon Bejar, Ejemplos de HEC-HMS, MaxSoft.2007)



### ➤ **Reconocimientos del terreno**

Se recorre la zona, anotándose todos los detalles que influyen en la determinación de un eje probable de trazo, determinándose el punto inicial y el punto final.

### ➤ **Trazo preliminar**

Se procede a levantar la zona con una brigada topográfica, clavando en el terreno las estacas de la poligonal preliminar y luego el levantamiento con el teodolito, posteriormente a este levantamiento se nivelara la poligonal y se hará el levantamiento de secciones transversales, estas secciones se harán de acuerdo a criterio, si es un terreno con alta distorsión de relieve, la sección se hace a cada 5 m, si el terreno no muestra muchas variaciones y es uniforme la sección es máximo a cada 20 m.

### ➤ **Trazo definitivo**

Con los datos del trazo preliminar se produce al trazo definitivo, teniendo en cuenta la escala del plano, la cual depende básicamente de la topografía de la zona y de la precisión que se desea:

- Terrenos con pendiente transversal mayor a 25%, se recomienda escala de 1:500.
- Terrenos con pendiente transversal menor a 25%, se recomienda escalas de 1:1000 a 1:5000

## **7.2.2 Diseño de secciones hidráulicas**

Se debe de tener en cuenta ciertos elementos geométricos que son propiedades de una sección de canal que pueden ser definidos por completo por la geometría de la sección y la profundidad de flujo así como del tipo de material del canal, coeficiente de rugosidad, velocidad máxima y mínima permitida, pendiente del canal, taludes, etc. La ecuación más utilizada para el caudal de diseño es la de Manning y su expresión es:

$$Q = \frac{1}{n} A * R^{2/3} * S^{1/2}$$

Donde:

$Q$ : Caudal en  $m^3/s$ .

$n$ : Coeficiente de rugosidad de Manning (adimensional).

$A$ : Área de la sección ( $m^2$ ).

$R$ : Radio hidráulico, es la relación del área mojada con respecto a su perímetro mojado.  $m$

$S$ : Pendiente del fondo del canal en  $m/m$ .

### 7.2.3 Criterio de diseño

Existen diferentes factores a considerar en el diseño de canales, no obstante nunca se podrán eliminar todos los riesgos y desventajas, únicamente se asegura que el impacto negativo sea el menor posible y que la solución técnica propuesta no sea inconveniente debido a los altos costos. A continuación se definirá los factores a emplearse en el diseño de este proyecto.

#### ➤ Radios Mínimos en canales<sup>18</sup>

En el diseño de canales, el cambio brusco de dirección se sustituye por una curva cuyo radio no debe ser muy grande y debe escogerse un radio mínimo, dado que al trazar curvas con radios mayores al mínimo no significa ningún ahorro de energía, es decir al darle una mayor longitud o mayor desarrollo.

Tabla 3.1.-Radio mínimo en canales abiertos para  $Q > 10 m^3/s$ . (Ven Te Chow, 2004)

Capacidad del canal	Radio mínimo
---------------------	--------------

<sup>18</sup> “International Institute For Land Reclamation And Improvement” ILRI, Principios y Aplicaciones del drenaje, Tomo IV Wageningen The Netherlands 1978.

<b>Hasta 10 <math>m^3/s</math>.</b>	3 * ancho de la base
<b>De 10 a 14 <math>m^3/s</math>.</b>	4 * ancho de la base
<b>De 14 a 17 <math>m^3/s</math>.</b>	5 * ancho de la base
<b>De 17 a 20 <math>m^3/s</math>.</b>	6 * ancho de la base
<b>De 20 <math>m^3/s</math>. a mayor</b>	7 * ancho de la base
Los radios mínimos deben ser redondeados hasta el próximo metro superior	

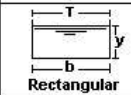
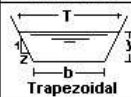
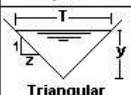
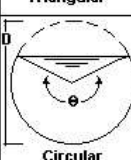
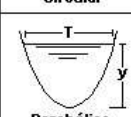
#### ➤ Geometría de un canal<sup>19</sup>

Un canal construido con una sección transversal invariable y una pendiente de fondo constante se conoce como canal prismático. De otra manera, el canal es no prismático.

---

<sup>19</sup> FRENCH Richard H. Hidráulica de canales Abiertos. Editorial McGraw-Hill Latinoamericana S.A. Marzo, México, 1988.

Tabla 3.2-Relaciones geométricas de las secciones transversales más frecuentes

Sección	Area hidráulica A	Perímetro mojado P	Radio hidráulico R	Espejo de agua T
 Rectangular	$by$	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	$b$
 Trapezoidal	$(b+zy)y$	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b+2zy$
 Triangular	$zy^2$	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$	$2zy$
 Circular	$\frac{(\theta-\text{sen}\theta)D^2}{8}$	$\frac{\theta D}{2}$	$(1-\frac{\text{sen}\theta}{\theta})\frac{D}{4}$	$(\text{sen}\frac{\theta}{2})D$ ó $2\sqrt{y(D-y)}$
 Parabólica	$\frac{2}{3}Ty$	$T+\frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T+8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$

## 7.2.4 Rugosidad

Esta depende del cauce y el talud, dado a las paredes laterales del mismo, vegetación, irregularidad y trazado del canal, radio hidráulico y obstrucciones en el canal, generalmente cuando se diseña canales en tierra se supone que el canal está recientemente abierto, limpio y con un trazado uniforme, sin embargo el valor de rugosidad inicialmente asumido difícilmente se conservará con el tiempo, lo que quiere decir que en la práctica constantemente se hará frente a un continuo cambio de la rugosidad.

### ➤ Rugosidad de la superficie

Se representa por el tamaño y la forma de los granos del material que forma el perímetro mojado y que producen un efecto de retaso sobre el flujo. En general, los granos finos resultan en un valor relativamente bajo de  $n$  y los granos gruesos dan lugar a un valor alto de  $n$ .

### ➤ **Vegetación**

Puede ser vista como una clase de rugosidad superficial. Este efecto depende principalmente de la altura, densidad y tipo de vegetación y es muy importante en el diseño de canales pequeños de drenaje, ya que por lo común estos no reciben mantenimiento regular.

### ➤ **Irregularidad del canal**

Se refiere a las variaciones en las secciones transversales de los canales, su forma y su perímetro mojado a lo largo de su eje longitudinal.

### ➤ **Alineamiento del canal**

Consiste en el nivel de sinuosidad que presenta el canal. Curvas suaves con radios grandes producirá valores  $n$  bajos mientras que curvas bruscas con meandros severos incrementarán el  $n$ .

### ➤ **Obstrucción**

La presencia de obstrucciones tales como troncos de árbol, desechos de flujos, atascamiento, pueden tener un impacto significativo sobre el valor de  $n$ .

## **7.2.5 Determinación del coeficiente de rugosidad “ $n$ ” de Manning<sup>20</sup>**

La determinación del coeficiente  $n$  se dificulta ya que no existe un método exacto de seleccionar este valor. En el libro Hidráulica de canales abiertos Ven te chow propone una guía para la determinación del valor  $n$  en donde se estudian cuatro enfoques siendo estos:

- Entender los factores que afecten el valor  $n$  con el fin de adquirir el conocimiento básico del problema y disminuir el rango de incertidumbre.
- Consultar una tabla de valores comunes de  $n$  para canales de diferentes tipos.

---

<sup>20</sup> S.M woodward and C. J Posey “Hydraulics of steady flow in open channels”.

- Examinar y familiarizarse con la apariencia de algunos canales comunes cuyos coeficientes de rugosidad se conocen.
- Determinar el valor  $n$  mediante un procedimiento analítico basado en la distribución de velocidades teóricas en la sección transversal de un canal y en los datos de medición de velocidad o de rugosidad.

La siguiente tabla nos da valores de “ $n$ ” estimados, de acuerdo a las características del canal.

Tabla 3.3- Valores de rugosidad “ $n$ ” de Manning (Ven Te Chow, 2004)

Descripción	Coeficientes de Manning
<b>Cunetas y canales sin revestir</b>	
En tierra ordinaria, superficie uniforme y lisa	0.020-0.025
En tierra ordinaria, superficie irregular	0.025-0.035
En tierra con ligera vegetación	0.035-0.045
En tierra con vegetación espesa	0.040-0.050
En tierra excavada mecánicamente	0.028-0.033
En roca, superficie con aristas e irregularidades	0.030-0.035
<b>Cunetas y canales revestidos</b>	
Concreto	0.013-0.017
Concreto revestido con gunita	0.016-0.022
Encachado	0.020-0.030
Paredes de concreto, fondo de grava	0.017-0.020
Paredes encachadas, fondo de grava	0.023-0.033
Revestimiento bituminoso	0.013-0.016
<b>Corrientes Naturales</b>	
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lámina de agua suficiente	0.027-0.033
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lámina de suficiente, algo de vegetación	0.033-0.040

Limpias, meandros embalses y remolinos de poca importancia	0.035-0.050
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados	0.060-0.080
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados, vegetación densa	0.100-0.200
Rugosas, corrientes en terreno rocoso de montaña	0.050-0.080
Áreas de inundación adyacentes al canal ordinario	0.030-0.200

Otro método para determinar el valor de  $n$  es en función del diámetro de las partículas, las cuales tienen la forma  $n = mD^{1/6}$ , donde  $m$  es un factor de escala y  $D$  es un diámetro característico del material del lecho ( $D_{50}$ ,  $D_{75}$ ,  $D_{84}$ ,  $D_{90}$ ) que son, respectivamente, los diámetros correspondientes al 50, 75, 84 y 90 % de la curva granulométrica del material del lecho.

Otros modelos tienen forma logarítmica y expresan  $n$  en función del diámetro de las partículas ( $D_{50}$ ,  $D_{84}$ ) y de las características del flujo (radio hidráulico, profundidad media del flujo).

#### **7.2.6 Modelación hidráulica con HEC-RAS 4.1.0**

El Sistema Modelado de HEC - RAS, es un modelo matemático para realizar análisis hidráulico unidimensional en canales abiertos. El modelo fue desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos.

HEC-RAS es un sistema integrado de software, diseñado para el uso interactivo en un ambiente de multi-pruebas. El sistema comprende de una interfaces del usuario gráfica (GUI), componentes de los análisis hidráulicos separados, almacenamiento de los datos y capacidades de dirección, gráficos e información de medios.

Básicamente el modelo comprende tres módulos, uno para los datos geométricos del canal y de las estructuras hidráulicas, un segundo módulo para el manejo de los datos de flujo para el diseño y condiciones de frontera del canal, un tercer módulo para realizar y manejar los análisis computacionales de las situaciones planteadas.

Los cálculos hidráulicos están basados en la ecuación de la energía la cual es resuelta para flujo gradualmente variado en canales por medio del método de Paso Estándar. Los análisis están basados en criterios inerciales y gravitacionales del flujo por lo que se examinan tres regímenes de flujo: Subcríticos, Mixto y Supercrítico. Las soluciones son evaluadas por los mensajes que el programa envía al usuario.

El programa está orientado a determinar los diferentes elementos hidráulicos de crecida relativos al curso de agua en examen, como por ejemplo el perfil hídrico, las velocidades de la corriente al centro y en los lados, el tipo de movimiento hidráulico, la altura crítica y otros.

El programa HEC-RAS determina los perfiles líquidos de tramos de cursos de agua naturales o artificiales (y tiene como título "Walter Surface Profiles") utilizando los valores de las abscisas y de las ordenadas de los puntos que definen una serie de secciones transversales obtenidas en el tramo en estudio.

#### **7.2.6.1      *Componente de datos geométricos***

Los datos geométricos consisten de establecer una conectividad del sistema de ríos, secciones transversales, la longitud del tramo, los coeficientes de energía de pérdidas (pérdidas por fricción, pérdidas por contracción y expansión) y la información de las conexiones de flujo en los tramos del río o cauce. Datos de estructuras hidráulicas (puentes, alcantarillas, caídas hidráulicas, presa, etc.) que estén localizados en el tramo del río o cauce.



#### **7.2.6.2      *Esquema del cauce***

El sistema esquemático del río es requerido para cualquier conjunto de datos geométricos con el sistema de HEC-RAS. El sistema esquemático del río es desarrollado por un dibujo y conectados por varios tramos. Para comenzar a trabajar con en HEC – RAS es necesario crear una ventana el esquema del río o cauce de tramo a tramo, para definir el extremo de aguas arriba como el extremo de aguas abajo de esta forma introducir los datos geométricos de las secciones que conforman el cauce o el río. La conectividad de los tramos es muy importante en el orden para el modelo comprenda el sistema de drenaje, así como los cálculos de un tramo a otro. Es necesario que el dibujo del tramo sea de aguas arriba hacia aguas abajo, dando así la dirección del flujo. La conexión de los tramos se hace a través de una unión, esta solamente establece un punto localizado, donde uno más flujo convergen.

HEC-RAS reconoce los datos geométricos de los tramos que fundamentalmente son diversas secciones transversales a lo largo del cauce o cauces considerados. Dichas secciones transversales se introducen mediante la cota del terreno de varios puntos; de este modo, mediante la cota de dos secciones contiguas, separadas por una distancia conocida, el modelo calcula la pendiente del tramo. El sistema numérico para cada sección debe ser consistente, HEC-RAS asume que los valores altos, son los correspondientes a secciones aguas arriba y los números más bajo son los de secciones aguas abajo.

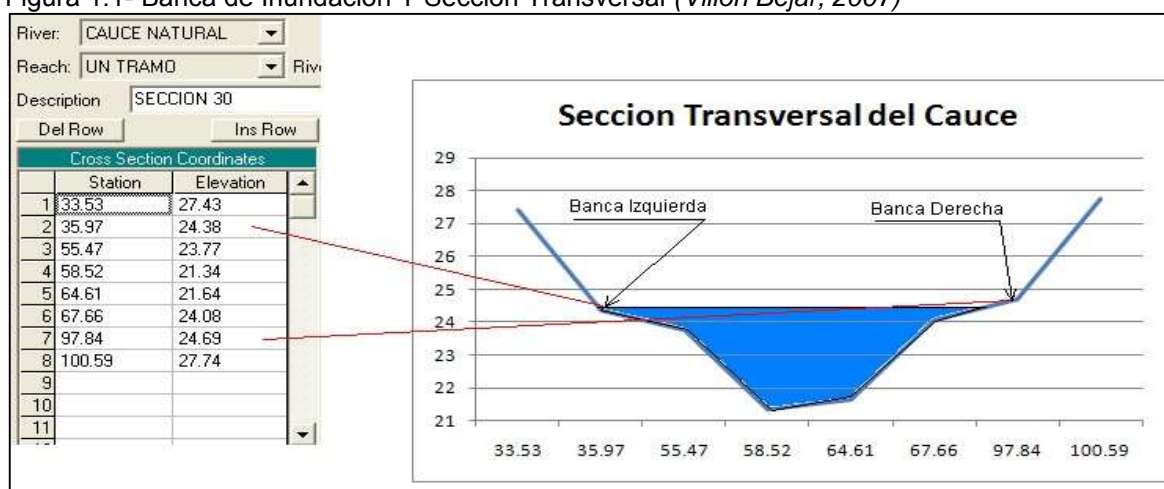
#### **7.2.6.3      *Secciones transversales***

Las condiciones geométricas para el análisis de flujo en corrientes naturales son especificadas en términos de la superficie del terreno de la sección transversal y las distancia entre ellas. Las secciones transversales son localizadas a intervalos largos en dependencia de la caracterización de la corriente (perfiles de flujo), tomando en cuenta el flujo central del cauce y las planicies de inundación.

La sección transversal es descrita introduciendo la estación y la elevación como pares ordenados, (x, y) de izquierda a derecha, en sentido aguas abajo formando una columna de datos. En la primera columna, se introduce la distancia desde el margen izquierdo y en la segunda columna, la cota del terreno de fondo del cauce en ese punto

HEC-RAS es un modelo hidráulico, por lo tanto hace falta considerar las condiciones hidráulicas de cada sección como las distancias de las márgenes, tanto izquierda como derecha y la distancia a lo largo del centro del cauce con respecto a la sección aguas abajo inmediata, así como los valores del coeficiente de Manning en las márgenes y al centro del cauce. El HEC-RAS necesita conocer los puntos donde inicia la planicie de inundación, los cuales acotaran el canal principal (ver *figura 1.1*).

Figura 1.1- Banca de Inundación Y Sección Transversal (Villon Bejar, 2007)



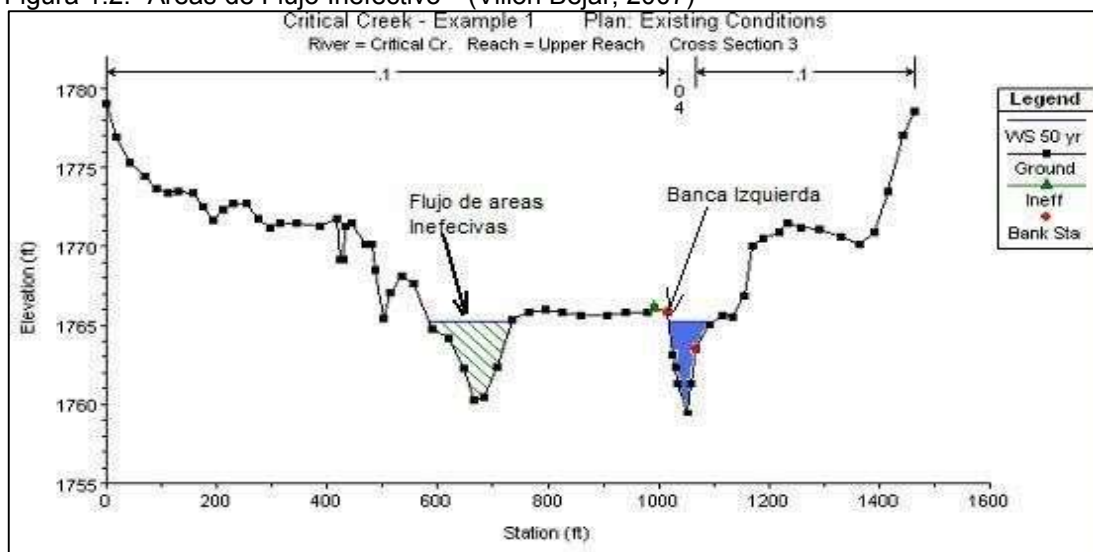
#### 7.2.6.4 Áreas de flujo inefectivo en secciones transversales

Esta parte permite determinar áreas de la sección transversal con elevaciones más bajas que las bancas del cauce o río, que no contribuyen efectivamente a transportar el agua en la sección transversal del cauce o río, es decir, zonas de la sección donde el agua se estanca, esto ocurre donde la elevación de la banca es mayor que el nivel del agua en el cauce adyacente o poza.

Esta opción es usada cuando la superficie del agua está por debajo de las elevaciones inefectivas que se establecen; las áreas a la izquierda de la banca izquierda y las áreas a la derecha de la banca derecha son consideradas como inefectivas, o cuando los estribos del puente obstruyen el flujo del cauce natural.

Para evitar un error en la altura de la superficie del agua, se deben de seleccionar y aplicar la corrección a las secciones que presentan estas características, sino HEC RAS asume que en esta porción de sección existe transporte de agua (ver figura 1.2).

Figura 1.2.- Áreas de Flujo Inefectivo<sup>21</sup> (Villon Bejar, 2007)



Como se puede observar existen áreas de flujo inefectivo a lado izquierdo del cauce natural, estas áreas deben ser especificadas en el programa como inefectivas de flujo.

<sup>21</sup> Villon Bejar, M. (2007). *Ejemplos de HEC-HMS*. MaxSoft.

#### 7.2.6.5 *Perfiles de flujo uniforme*

Esta evaluación será a partir de perfiles de flujo uniforme unidimensional para movimiento del flujo gradualmente variado en canales naturales y prismáticos.

Los perfiles de flujo calculados pueden ser crítico, subcrítico, supercrítico o una combinación de estos, o sea las ecuaciones para perfiles de flujo, las subdivisiones de la sección para el cálculo de los parámetros geométricos tales como: área, perímetro mojado, etc., la determinación del coeficiente de Manning en el cauce principal, el coeficiente de velocidad de Coriollis, la evaluación de las pérdidas por fricción, pérdidas por contracción y expansión, determinación de la profundidad crítica, aplicación de la ecuación de Momentum y las limitaciones o condiciones del modelo del flujo uniforme.

El método de cálculo del programa es el Método del Paso Estándar (Standard Step Method), que resuelve con procedimientos reiterativos el sistema:

$$WS_2 + \frac{a_2 * V_2^2}{2 * g} = WS_1 + \frac{a_1 * V_1^2}{2 * g} + he$$

$$he = L * Sf + C \left( \frac{a_2 * V_2^2}{2 * g} - \frac{a_1 * V_1^2}{2 * g} \right)$$

Dónde:

$WS_1$  y  $WS_2$  = cotas hídricas en los extremos del tramo

$V_1$  y  $V_2$  = velocidad promedio en los extremos del tramo

$a_1$  y  $a_2$  = coeficientes cinéticos en los extremos del tramo;

$g$  = aceleración de gravedad;  $he$  = pérdida de carga total;

$L$  = largo del tramo, calculado respecto al caudal;

$Sf$  = pendiente longitudinal o "representative friction slope", relación entre pérdida de carga por desgaste y largo  $L$ ;

$C$  = coeficiente de expansión o contracción.

El procedimiento de cálculo está fundamentado en la ecuación de la energía donde las pérdidas por fricción son evaluadas mediante la ecuación de Manning y las pérdidas por contracción y/o expansión son evaluadas teniendo en cuenta el cambio en la carga de velocidad.

Para situaciones de flujo bajo donde el perfil del agua varía rápidamente debido a fuertes obstrucciones en el cauce, como sucede en algunos puentes o alcantarillas, se usa también la ecuación de Momentum o ecuación de Cantidad de Movimiento. Otras dos ecuaciones que maneja el programa para flujos bajos son de tipo semiempírico como es la ecuación de Yarnell y una ecuación dada por el Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS). Para flujos altos, el programa usa la ecuación de la energía, las ecuaciones de flujo a presión en orificios y compuertas, o las de flujo sobre vertederos.

## **VIII. EVALUACION Y RESULTADOS**

## 8.1 Análisis hidrológico

### 8.1.1 Caracterización de la cuenca y su delimitación

El punto de estudio pertenece a la Subcuenca III de Managua, con un área de drenaje de 10.44 km<sup>2</sup>, subdivida en 21 subcuencas, tiene una elevación media de 627.86 msnm, posee una pendiente promedio de cauce 10.01 %, con un tiempo de concentración total de 1.54 hrs.

### 8.1.2 Parámetros morfométricos de la cuenca en estudio

Consideraciones de forma y geometría de la cuenca son valores importantes para obtención de un caudal de diseño con los diferentes programas se proporciona un esquema de la cuenca, con el cual se pueden obtener las diferentes características o valores morfométricos.

Tabla 4.1- Valores morfométricos obtenidos mediante el programa ArcGis 10.1 y sus extensiones HEC-GeoHMS y Arc-HidroTools

Parámetro	Registro		Unidad	Descripción
<i>'ClvRgn</i>	1.00			Cuenca hidrográfica
<i>A_KM2</i>	10.44	Km2		Superficie de cuenca
<i>P_KM</i>	32.39	Km		Perímetro de la cuenca
<i>EM_M</i>	627.86	msnm		Elevación media
<i>PM_G</i>	16.79	°		Pendiente media (grados)
<i>PM_P</i>	31.22	%		Pendiente media (porcentaje)
<i>KC</i>	2.83			Coeficiente de compacidad (Gravelius)
<i>RCI</i>	0.13			Relación circular
<i>RH</i>	0.81			Relación hipsométrica
<i>LC_KM</i>	12.89	Km		Longitud del eje del río principal
<i>LA_KM</i>	10.34	Km		Longitud directa del río principal
<i>SH</i>	1.25			Coeficiente de sinuosidad hidráulico

<b>EMX_M</b>	866.60	msnm	Altitud inicial
<b>EMN_M</b>	254.48	msnm	Altitud media
<b>SC_P</b>	5.72	°	Pendiente promedio del río principal
<b>TC_CHPW_H</b>	1.54	hrs	Tiempo de concentración de California Highways and Public Works
<b>Rf</b>	0.10		Índice de forma (Horton)
<b>Re</b>	1.12		Relación de elongación

Figura 2.1.- Curva hipsométrica obtenida del programa Idrisi Selva

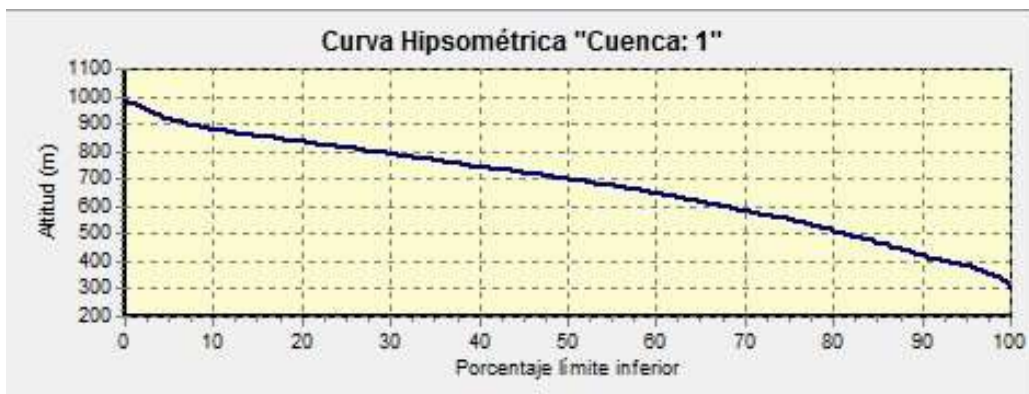
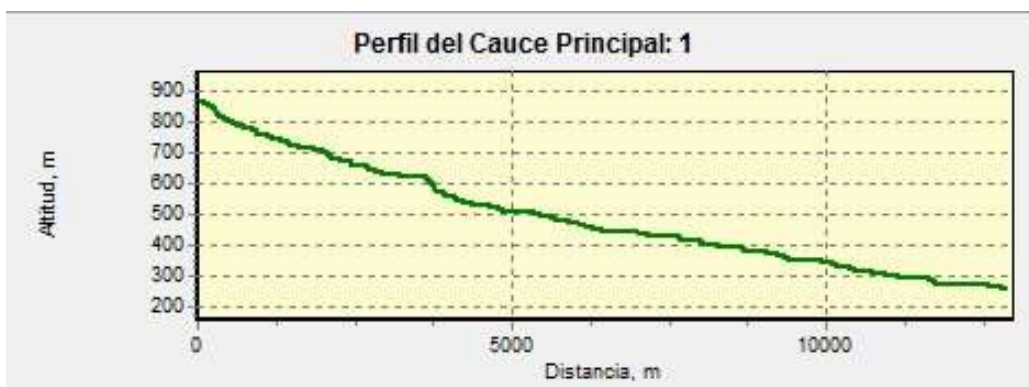


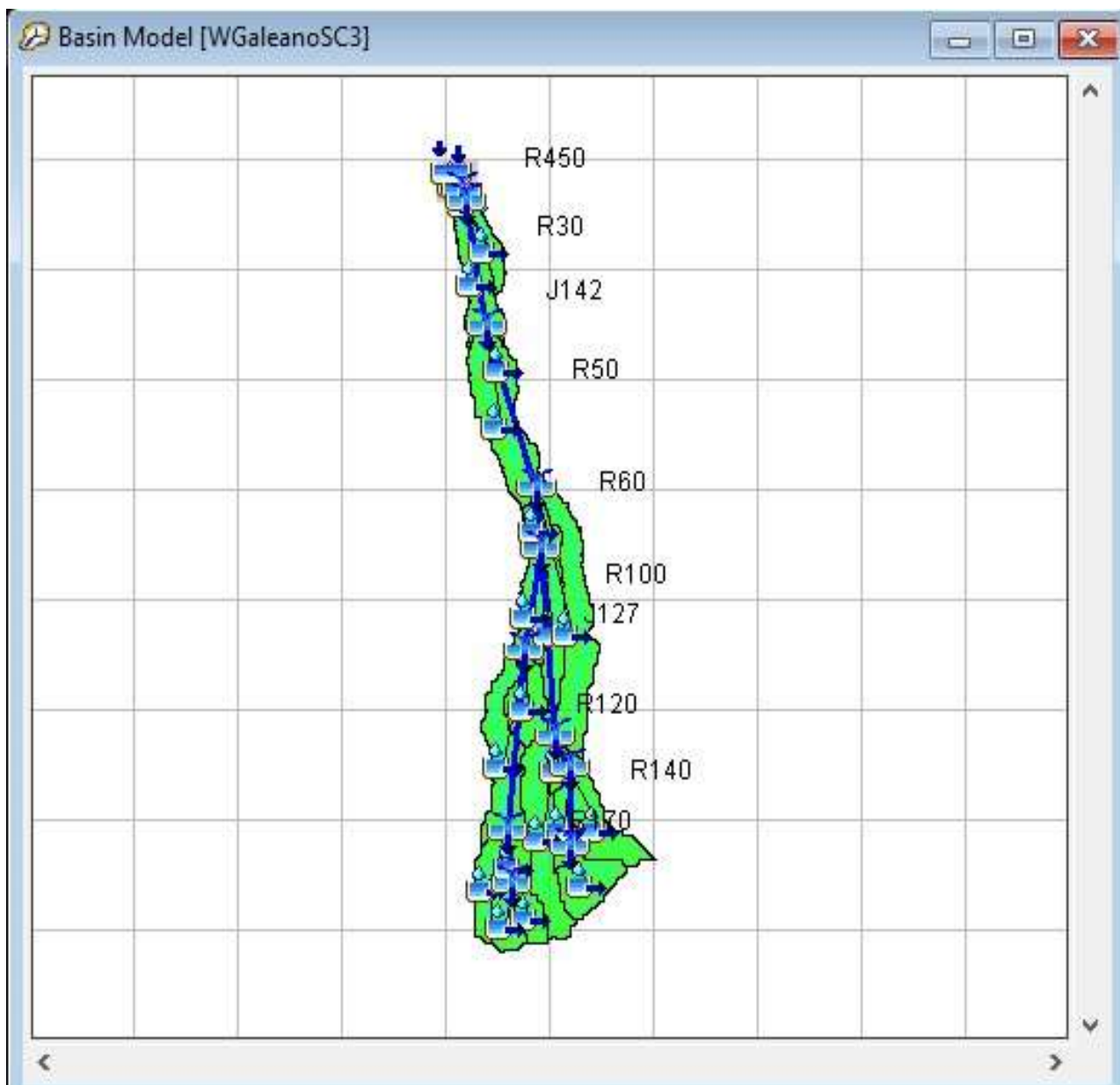
Figura 2.2.- Perfil de cauce obtenida del programa Idrisi Selva



### 8.1.3 Modelo de la cuenca HMS

En el esquema se presenta la modelación del sistema de drenaje de la cuenca utilizado para la obtención de los caudales de diseño para los diferentes periodos de retornos según los criterios para obras de drenaje urbano.

Figura 2.3.- Esquema de modelación de drenaje obtenido mediante del programa Hec-Hms 4.2





A continuación se detallan algunas características de los tramos de drenaje. Para el cálculo del caudal máximo probable, se identificaron 11 tramos de tránsito hasta su punto de cierre, identificado por R10.

Tabla 4.2.- Características tramos de transito obtenido mediante del programa Hec-Hms 4.2

Tramo	Longitud	Cota alta	Cota baja	Pendiente	Tc(hr)	Vc	Vt	K(Hr)	X	Rios que drenan
R10	450.4	270.8	254.5	3.6%	0.051	2.43	3.11	0.04	0.2	R450
R30	1826.7	350.0	270.9	4.3%	0.141	3.59	4.15	0.12	0.2	R40, R50
R50	2443.6	440.0	350.0	3.7%	0.188	3.61	4.34	0.16	0.2	R60, R100
R60	866.8	480.8	440.0	4.7%	0.077	3.12	4.40	0.05	0.2	R80, R70
R80	1463.7	568.3	480.8	6.0%	0.105	3.86	4.05	0.10	0.2	R90, R120
R100	3808.9	645.6	440.0	5.4%	0.229	4.63	4.29	0.25	0.2	R190, R110
R110	541.1	677.9	645.6	6.0%	0.049	3.07	4.01	0.04	0.2	R140, R130
R120	2637.1	704.8	568.3	5.2%	0.175	4.18	4.30	0.17	0.2	R180, R170
R140	1119.1	747.1	677.9	6.2%	0.085	3.68	4.16	0.07	0.2	R150
R170	699.6	755.7	704.8	7.3%	0.055	3.51	4.02	0.05	0.2	R200, R210
R450	202.8	270.9	270.8	0.01%	0.274	0.21	3.79	0.01	0.2	R20, R30

### 8.1.4 Resultados de caudales con datos de precipitación

Los Hietogramas de Precipitaciones Para un tiempo de Retorno de 2, 5 y 10 años obtenida a través de la curva IDF y el método de los bloques alternos son:

Figura 2.4.- Hietograma de precipitación para los diferentes periodos de retorno trabajado en Excel con las curvas IDF proporcionadas por INETER

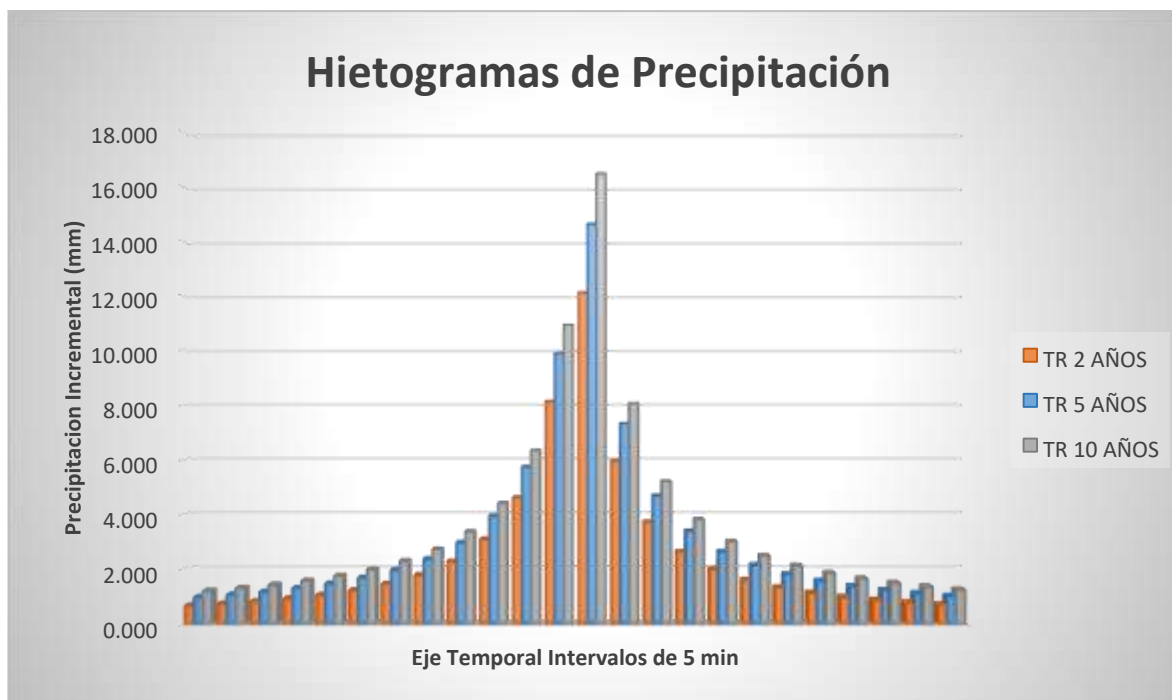


Figura 2.5.- Para un  $Tr=2$ , se obtuvo un caudal máximo probable de 32.2 m<sup>3</sup>/seg en el punto de cierre debido a la precipitación efectiva.

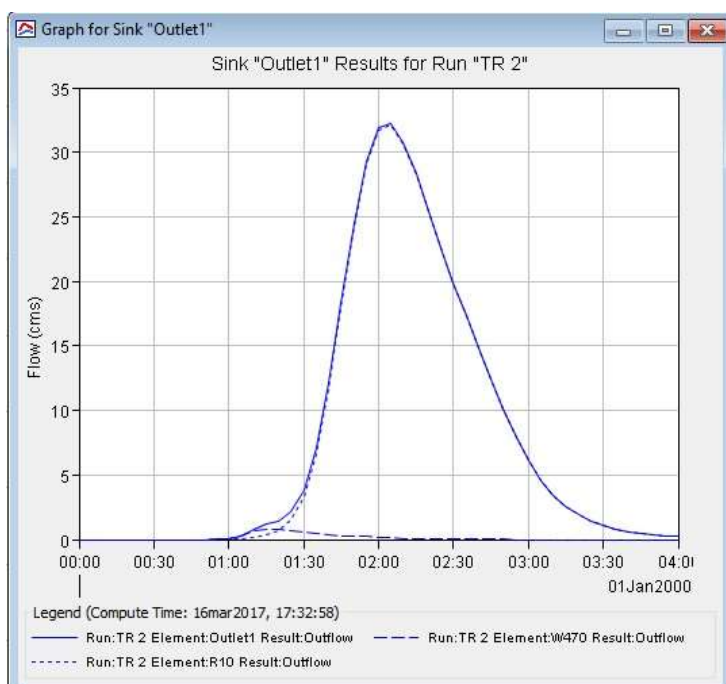


Figura 2.6. Para un  $Tr=5$ , se obtuvo un caudal máximo probable de 53.9 m<sup>3</sup>/seg en el punto de cierre debido a la precipitación efectiva.

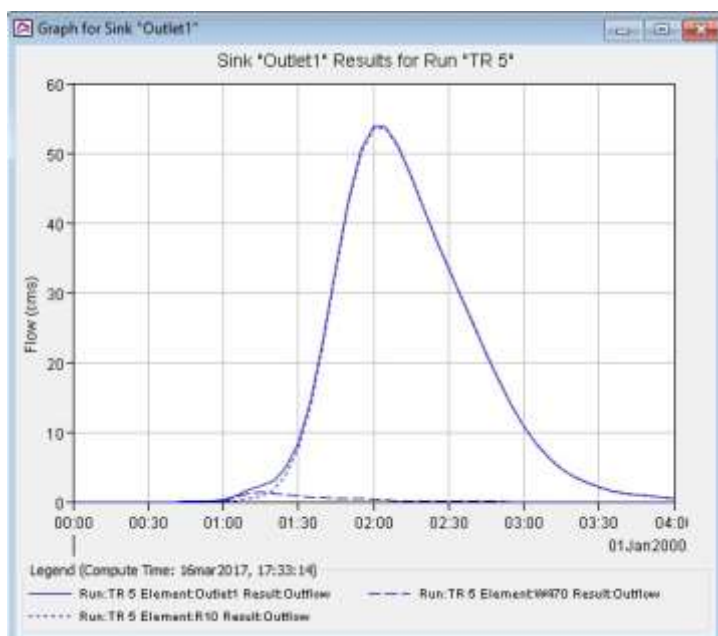
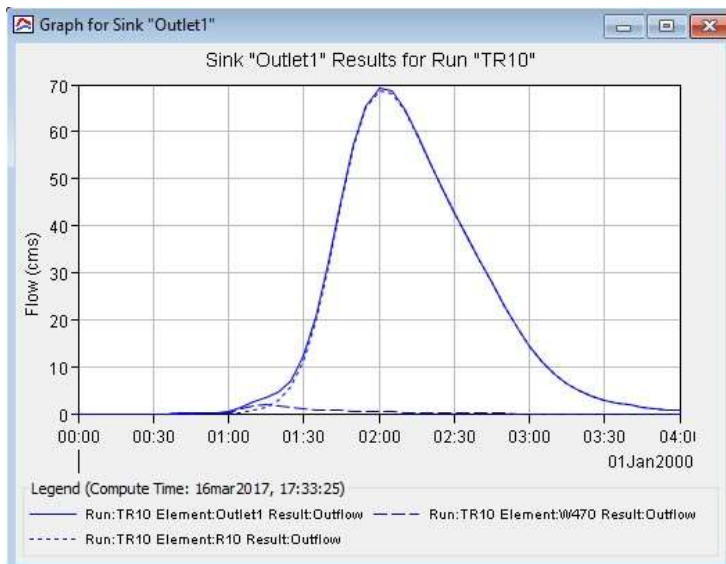


Figura 2.7. Para un  $T_r = 10$ , se obtuvo un caudal máximo probable de 69.2 m<sup>3</sup>/seg en el punto de cierre debido a la precipitación efectiva.



### 8.1.5 Tránsito de avenida para cada tormenta de diseño

El tránsito de avenida simula el pico de una precipitación máxima o crecida de una sub cuenca hacia otra, con el programa HMS se simula el tránsito para una duración de tormenta de 4 horas. Se muestran los diferentes periodos de retorno y la precipitación máxima de dicho periodo.

Tabla 4.3.-Para un periodo de retorno de dos años

Fecha	Hora	Q Entr W470	Q Entr R10	Q Total
01-ene-00	0:00	0	0	0
01-ene-00	0:05	0	0	0
01-ene-00	0:10	0	0	0
01-ene-00	0:15	0	0	0
01-ene-00	0:20	0	0	0
01-ene-00	0:25	0	0	0
01-ene-00	0:30	0	0	0
01-ene-00	0:35	0	0	0
01-ene-00	0:40	0	0	0
01-ene-00	0:45	0	0	0
01-ene-00	0:50	0	0	0
01-ene-00	0:55	0	0	0
01-ene-00	1:00	0	0	0
01-ene-00	1:05	0.3	0	0.3
01-ene-00	1:10	0.6	0.2	0.8
01-ene-00	1:15	0.8	0.4	1.2
01-ene-00	1:20	0.8	0.7	1.5
01-ene-00	1:25	0.6	1.5	2.2
01-ene-00	1:30	0.5	3.3	3.8
01-ene-00	1:35	0.4	6.6	7.1
01-ene-00	1:40	0.4	11.7	12.1
01-ene-00	1:45	0.3	18	18.3
01-ene-00	1:50	0.3	24.2	24.5
01-ene-00	1:55	0.2	29.1	29.3
01-ene-00	2:00	0.2	31.7	31.9

<b>01-ene-00</b>	2:05	0.2	32.1	32.2
<b>01-ene-00</b>	2:10	0.1	30.7	30.8
<b>01-ene-00</b>	2:15	0	28.3	28.3
<b>01-ene-00</b>	2:20	0	25.4	25.5
<b>01-ene-00</b>	2:25	0	22.6	22.6
<b>01-ene-00</b>	2:30	0	19.9	19.9
<b>01-ene-00</b>	2:35	0	17.3	17.3
<b>01-ene-00</b>	2:40	0	14.9	14.9
<b>01-ene-00</b>	2:45	0	12.4	12.4
<b>01-ene-00</b>	2:50	0	10.1	10.1
<b>01-ene-00</b>	2:55	0	8	8
<b>01-ene-00</b>	3:00	0	6.1	6.1
<b>01-ene-00</b>	3:05	0	4.6	4.6
<b>01-ene-00</b>	3:10	0	3.4	3.4
<b>01-ene-00</b>	3:15	0	2.6	2.6
<b>01-ene-00</b>	3:20	0	1.9	1.9
<b>01-ene-00</b>	3:25	0	1.4	1.4
<b>01-ene-00</b>	3:30	0	1.1	1.1
<b>01-ene-00</b>	3:35	0	0.8	0.8
<b>01-ene-00</b>	3:40	0	0.6	0.6
<b>01-ene-00</b>	3:45	0	0.5	0.5
<b>01-ene-00</b>	3:50	0	0.4	0.4
<b>01-ene-00</b>	3:55	0	0.3	0.3
<b>01-ene-00</b>	4:00	0	0.2	0.2

Tabla 4.4.-Para un periodo de retorno de cinco años

Fecha	Hora	Q Entr W470	Q Entr R10	Q Total
01-ene-00	0:00	0	0	0
01-ene-00	0:05	0	0	0
01-ene-00	0:10	0	0	0
01-ene-00	0:15	0	0	0
01-ene-00	0:20	0	0	0
01-ene-00	0:25	0	0	0
01-ene-00	0:30	0	0	0
01-ene-00	0:35	0	0	0
01-ene-00	0:40	0	0	0
01-ene-00	0:45	0	0	0
01-ene-00	0:50	0	0	0
01-ene-00	0:55	0	0	0
01-ene-00	1:00	0.2	0	0.2
01-ene-00	1:05	0.6	0.2	0.8
01-ene-00	1:10	1.2	0.5	1.7
01-ene-00	1:15	1.4	0.9	2.3
01-ene-00	1:20	1.3	1.8	3.1
01-ene-00	1:25	1	3.7	4.8
01-ene-00	1:30	0.9	7.5	8.3
01-ene-00	1:35	0.7	13.8	14.5
01-ene-00	1:40	0.6	22.8	23.3

<b>01-ene-00</b>	1:45	0.5	33.2	33.7
<b>01-ene-00</b>	1:50	0.4	43	43.4
<b>01-ene-00</b>	1:55	0.4	50.2	50.5
<b>01-ene-00</b>	2:00	0.3	53.6	53.9
<b>01-ene-00</b>	2:05	0.3	53.5	53.7
<b>01-ene-00</b>	2:10	0.2	50.8	50.9
<b>01-ene-00</b>	2:15	0.1	46.7	46.8
<b>01-ene-00</b>	2:20	0	42.1	42.2
<b>01-ene-00</b>	2:25	0	37.6	37.6
<b>01-ene-00</b>	2:30	0	33.3	33.3
<b>01-ene-00</b>	2:35	0	29.2	29.2
<b>01-ene-00</b>	2:40	0	25.3	25.3
<b>01-ene-00</b>	2:45	0	21.3	21.3
<b>01-ene-00</b>	2:50	0	17.5	17.5
<b>01-ene-00</b>	2:55	0	13.9	13.9
<b>01-ene-00</b>	3:00	0	10.8	10.8
<b>01-ene-00</b>	3:05	0	8.2	8.2
<b>01-ene-00</b>	3:10	0	6.2	6.2
<b>01-ene-00</b>	3:15	0	4.7	4.7
<b>01-ene-00</b>	3:20	0	3.6	3.6
<b>01-ene-00</b>	3:25	0	2.7	2.7
<b>01-ene-00</b>	3:30	0	2.1	2.1
<b>01-ene-00</b>	3:35	0	1.6	1.6
<b>01-ene-00</b>	3:40	0	1.3	1.3
<b>01-ene-00</b>	3:45	0	1	1
<b>01-ene-00</b>	3:50	0	0.8	0.8



<b>01-ene-00</b>	3:55	0	0.6	0.6
<b>01-ene-00</b>	4:00	0	0.5	0.5

Tabla 4.5.-Para un periodo de retorno de diez años

<b>Fecha</b>	<b>Hora</b>	<b>Q Entr W470</b>	<b>Q Entr R10</b>	<b>Q Total</b>
<b>01-ene-00</b>	0:00	0	0	0
<b>01-ene-00</b>	0:05	0	0	0
<b>01-ene-00</b>	0:10	0	0	0
<b>01-ene-00</b>	0:15	0	0	0
<b>01-ene-00</b>	0:20	0	0	0
<b>01-ene-00</b>	0:25	0	0	0
<b>01-ene-00</b>	0:30	0	0	0
<b>01-ene-00</b>	0:35	0	0	0
<b>01-ene-00</b>	0:40	0	0	0
<b>01-ene-00</b>	0:45	0	0	0
<b>01-ene-00</b>	0:50	0	0	0
<b>01-ene-00</b>	0:55	0.1	0	0.1
<b>01-ene-00</b>	1:00	0.3	0.1	0.3
<b>01-ene-00</b>	1:05	0.9	0.3	1.2
<b>01-ene-00</b>	1:10	1.7	0.7	2.4
<b>01-ene-00</b>	1:15	1.9	1.5	3.3

<b>01-ene-00</b>	1:20	1.6	2.9	4.5
<b>01-ene-00</b>	1:25	1.3	5.8	7.1
<b>01-ene-00</b>	1:30	1.1	11.1	12.1
<b>01-ene-00</b>	1:35	0.9	19.6	20.5
<b>01-ene-00</b>	1:40	0.7	31.3	32
<b>01-ene-00</b>	1:45	0.6	44.4	45.1
<b>01-ene-00</b>	1:50	0.6	56.5	57.1
<b>01-ene-00</b>	1:55	0.5	65	65.5
<b>01-ene-00</b>	2:00	0.5	68.8	69.2
<b>01-ene-00</b>	2:05	0.4	68.2	68.6
<b>01-ene-00</b>	2:10	0.2	64.6	64.8
<b>01-ene-00</b>	2:15	0.1	59.4	59.5
<b>01-ene-00</b>	2:20	0	53.7	53.7
<b>01-ene-00</b>	2:25	0	48.1	48.1
<b>01-ene-00</b>	2:30	0	42.8	42.8
<b>01-ene-00</b>	2:35	0	37.7	37.8
<b>01-ene-00</b>	2:40	0	32.8	32.8
<b>01-ene-00</b>	2:45	0	27.8	27.8
<b>01-ene-00</b>	2:50	0	22.9	22.9
<b>01-ene-00</b>	2:55	0	18.3	18.3
<b>01-ene-00</b>	3:00	0	14.3	14.3
<b>01-ene-00</b>	3:05	0	11	11
<b>01-ene-00</b>	3:10	0	8.4	8.4
<b>01-ene-00</b>	3:15	0	6.4	6.4
<b>01-ene-00</b>	3:20	0	4.9	4.9
<b>01-ene-00</b>	3:25	0	3.8	3.8

<b>01-ene-00</b>	3:30	0	2.9	2.9
<b>01-ene-00</b>	3:35	0	2.3	2.3
<b>01-ene-00</b>	3:40	0	1.8	1.8
<b>01-ene-00</b>	3:45	0	1.4	1.4
<b>01-ene-00</b>	3:50	0	1.1	1.1
<b>01-ene-00</b>	3:55	0	0.9	0.9
<b>01-ene-00</b>	4:00	0	0.7	0.7

#### 8.1.6 Resumen caudales finales en cada tramo

Los caudales para el diseño de una sección hidráulica óptima en un canal se obtienen mediante la aplicación de diferentes periodos de retorno y las precipitaciones máximas de cada tramo a través de un tránsito de avenida modelado en el programa HMS y presentan los siguientes caudales.

Tabla 4.6.-Para un periodo de retorno de dos años

<b>Tabla Resumen</b>				
<b>Elemento</b>	<b>Área de drenaje KM2</b>	<b>Caudal m3/s</b>	<b>pico Hora del pico</b>	<b>Volumen (MM)</b>
<b>W470</b>	0.1382000	0.8	01ene2000, 01:15	12.60
<b>W460</b>	0.0402500	0.2	01ene2000, 01:15	8.99
<b>W420</b>	0.2614500	2.3	01ene2000, 01:15	18.20
<b>W410</b>	0.2979700	2.6	01ene2000, 01:15	18.49
<b>W400</b>	0.5431500	4.6	01ene2000, 01:15	18.10
<b>W380</b>	0.2937300	2.6	01ene2000, 01:15	18.22

<b>W370</b>	0.3888200	3.0	01ene2000, 01:20	18.22
<b>W360</b>	0.6858000	4.7	01ene2000, 01:25	18.21
<b>W350</b>	0.2839700	2.2	01ene2000, 01:20	18.22
<b>W340</b>	0.2066750	1.6	01ene2000, 01:15	16.57
<b>W330</b>	0.9941700	5.4	01ene2000, 01:35	17.87
<b>W320</b>	0.5311700	2.9	01ene2000, 01:25	14.79
<b>W310</b>	0.9619700	5.1	01ene2000, 01:35	17.57
<b>W300</b>	0.5523500	0.9	01ene2000, 01:50	6.17
<b>W290</b>	0.5126000	1.1	01ene2000, 01:40	6.93
<b>W280</b>	1.3404250	1.2	01ene2000, 02:15	3.99
<b>W270</b>	0.2870000	0.0	01ene2000, 00:00	0.00
<b>W260</b>	0.1933700	0.4	01ene2000, 01:40	6.28
<b>W250</b>	1.0435500	0.0	01ene2000, 02:45	0.05
<b>W240</b>	0.6568200	0.1	01ene2000, 02:25	0.31
<b>W230</b>	0.2283000	0.6	01ene2000, 01:35	7.74
<b>Outlet1</b>	10.4417400	32.2	01ene2000, 02:05	10.88
<b>J101</b>	10.3035400	32.3	01ene2000, 02:00	10.86
<b>J104</b>	0.5594200	4.9	01ene2000, 01:15	18.36
<b>J109</b>	0.5431500	4.6	01ene2000, 01:15	18.10
<b>J112</b>	1.2419700	10.1	01ene2000, 01:20	18.28
<b>J117</b>	1.5129200	11.1	01ene2000, 01:20	18.18
<b>J122</b>	2.7137650	16.9	01ene2000, 01:25	17.94
<b>J127</b>	2.7351100	16.7	01ene2000, 01:30	17.36
<b>J132</b>	3.8000600	18.0	01ene2000, 01:35	14.32
<b>J137</b>	8.1412500	33.5	01ene2000, 01:40	13.32
<b>J142</b>	9.3781700	32.4	01ene2000, 01:50	11.69
<b>J147</b>	10.2632900	32.3	01ene2000, 02:00	10.87
<b>R10</b>	10.3035400	32.1	01ene2000, 02:05	10.86
<b>R30</b>	9.3781700	31.9	01ene2000, 02:00	11.69
<b>R50</b>	8.1412500	32.1	01ene2000, 01:50	13.32

<b>R60</b>	3.8000600	18.1	01ene2000, 01:40	14.32
<b>R80</b>	2.7351100	16.3	01ene2000, 01:35	17.36
<b>R100</b>	2.7137650	14.8	01ene2000, 01:40	17.94
<b>R110</b>	1.5129200	11.1	01ene2000, 01:25	18.18
<b>R120</b>	1.2419700	9.1	01ene2000, 01:30	18.28
<b>R140</b>	0.5431500	4.3	01ene2000, 01:20	18.10
<b>R170</b>	0.5594200	4.8	01ene2000, 01:20	18.36
<b>R450</b>	10.2632900	32.2	01ene2000, 02:00	10.87

Tabla 4.7.-Para un periodo de retorno de cinco años

<b>Tabla Resumen</b>				
<b>Elemento</b>	<b>Área de drenaje</b>	<b>Caudal</b>	<b>pico</b>	<b>Volumen</b>
	<b>KM2</b>	<b>m3/s</b>	<b>Hora del pico</b>	<b>(MM)</b>
<b>W470</b>	0.1382000	1.4	01ene2000, 01:15	22.17
<b>W460</b>	0.0402500	0.3	01ene2000, 01:10	17.11
<b>W420</b>	0.2614500	3.6	01ene2000, 01:15	29.63
<b>W410</b>	0.2979700	4.1	01ene2000, 01:15	30.00
<b>W400</b>	0.5431500	7.4	01ene2000, 01:15	29.51
<b>W380</b>	0.2937300	4.1	01ene2000, 01:15	29.66
<b>W370</b>	0.3888200	4.7	01ene2000, 01:20	29.66
<b>W360</b>	0.6858000	7.5	01ene2000, 01:25	29.64
<b>W350</b>	0.2839700	3.5	01ene2000, 01:20	29.66
<b>W340</b>	0.2066750	2.6	01ene2000, 01:15	27.50
<b>W330</b>	0.9941700	8.6	01ene2000, 01:35	29.20

<b>W320</b>	0.5311700	4.9	01ene2000, 01:25	25.15
<b>W310</b>	0.9619700	8.2	01ene2000, 01:35	28.82
<b>W300</b>	0.5523500	1.9	01ene2000, 01:45	12.93
<b>W290</b>	0.5126000	2.1	01ene2000, 01:35	14.09
<b>W280</b>	1.3404250	2.7	01ene2000, 02:10	9.47
<b>W270</b>	0.2870000	0.0	01ene2000, 00:00	0.00
<b>W260</b>	0.1933700	0.7	01ene2000, 01:35	13.10
<b>W250</b>	1.0435500	0.3	01ene2000, 02:30	1.36
<b>W240</b>	0.6568200	0.4	01ene2000, 02:20	2.34
<b>W230</b>	0.2283000	1.1	01ene2000, 01:35	15.29
<b>Outlet1</b>	10.4417400	53.9	01ene2000, 02:00	18.86
<b>J101</b>	10.3035400	54.1	01ene2000, 02:00	18.82
<b>J104</b>	0.5594200	7.7	01ene2000, 01:15	29.83
<b>J109</b>	0.5431500	7.4	01ene2000, 01:15	29.51
<b>J112</b>	1.2419700	15.9	01ene2000, 01:15	29.74
<b>J117</b>	1.5129200	17.9	01ene2000, 01:20	29.60
<b>J122</b>	2.7137650	27.1	01ene2000, 01:25	29.29
<b>J127</b>	2.7351100	26.9	01ene2000, 01:30	28.52
<b>J132</b>	3.8000600	30.2	01ene2000, 01:35	24.31
<b>J137</b>	8.1412500	55.6	01ene2000, 01:40	22.67
<b>J142</b>	9.3781700	54.2	01ene2000, 01:50	20.09
<b>J147</b>	10.2632900	53.9	01ene2000, 02:00	18.83
<b>R10</b>	10.3035400	53.6	01ene2000, 02:00	18.81
<b>R30</b>	9.3781700	53.0	01ene2000, 02:00	20.07
<b>R50</b>	8.1412500	53.4	01ene2000, 01:50	22.65
<b>R60</b>	3.8000600	30.0	01ene2000, 01:40	24.31
<b>R80</b>	2.7351100	26.4	01ene2000, 01:35	28.52
<b>R100</b>	2.7137650	24.0	01ene2000, 01:40	29.29
<b>R110</b>	1.5129200	17.7	01ene2000, 01:25	29.60
<b>R120</b>	1.2419700	14.4	01ene2000, 01:30	29.74
<b>R140</b>	0.5431500	7.0	01ene2000, 01:20	29.51

<b>R170</b>	0.5594200	7.5	01ene2000, 01:20	29.83
<b>R450</b>	10.2632900	54.0	01ene2000, 02:00	18.83

Tabla 4.8.-Para un periodo de retorno de diez años

<b>Tabla Resumen</b>					
<b>Elemento</b>	<b>Área de drenaje</b>	<b>Caudal</b>	<b>pico</b>	<b>Hora del pico</b>	<b>Volumen (MM)</b>
	<b>KM2</b>	<b>m3/s</b>			
<b>W470</b>	0.1382000	1.9		01ene2000, 01:15	28.99
<b>W460</b>	0.0402500	0.5		01ene2000, 01:10	23.07
<b>W420</b>	0.2614500	4.5		01ene2000, 01:15	37.49
<b>W410</b>	0.2979700	5.1		01ene2000, 01:15	37.91
<b>W400</b>	0.5431500	9.2		01ene2000, 01:15	37.35
<b>W380</b>	0.2937300	5.1		01ene2000, 01:15	37.52
<b>W370</b>	0.3888200	5.8		01ene2000, 01:20	37.52
<b>W360</b>	0.6858000	9.4		01ene2000, 01:20	37.51
<b>W350</b>	0.2839700	4.3		01ene2000, 01:20	37.52
<b>W340</b>	0.2066750	3.3		01ene2000, 01:15	35.09
<b>W330</b>	0.9941700	10.8		01ene2000, 01:35	37.01

<b>W320</b>	0.5311700	6.2	01ene2000, 01:25	32.40
<b>W310</b>	0.9619700	10.3	01ene2000, 01:35	36.57
<b>W300</b>	0.5523500	2.6	01ene2000, 01:45	18.07
<b>W290</b>	0.5126000	3.0	01ene2000, 01:35	19.47
<b>W280</b>	1.3404250	3.9	01ene2000, 02:10	13.80
<b>W270</b>	0.2870000	0.0	01ene2000, 00:00	0.00
<b>W260</b>	0.1933700	1.0	01ene2000, 01:35	18.27
<b>W250</b>	1.0435500	0.6	01ene2000, 02:30	3.01
<b>W240</b>	0.6568200	0.7	01ene2000, 02:15	4.50
<b>W230</b>	0.2283000	1.5	01ene2000, 01:30	20.91
<b>Outlet1</b>	10.4417400	69.2	01ene2000, 02:00	24.62
<b>J101</b>	10.3035400	69.2	01ene2000, 02:00	24.57
<b>J104</b>	0.5594200	9.6	01ene2000, 01:15	37.72
<b>J109</b>	0.5431500	9.2	01ene2000, 01:15	37.35
<b>J112</b>	1.2419700	20.0	01ene2000, 01:15	37.61
<b>J117</b>	1.5129200	22.4	01ene2000, 01:20	37.45
<b>J122</b>	2.7137650	33.9	01ene2000, 01:25	37.11
<b>J127</b>	2.7351100	33.6	01ene2000, 01:30	36.23
<b>J132</b>	3.8000600	38.4	01ene2000, 01:35	31.33
<b>J137</b>	8.1412500	70.6	01ene2000, 01:40	29.27
<b>J142</b>	9.3781700	69.1	01ene2000, 01:50	26.10
<b>J147</b>	10.2632900	68.9	01ene2000, 02:00	24.58
<b>R10</b>	10.3035400	68.8	01ene2000, 02:00	24.56
<b>R30</b>	9.3781700	67.4	01ene2000, 02:00	26.08
<b>R50</b>	8.1412500	67.9	01ene2000, 01:50	29.24
<b>R60</b>	3.8000600	38.1	01ene2000, 01:40	31.33
<b>R80</b>	2.7351100	33.1	01ene2000, 01:35	36.23
<b>R100</b>	2.7137650	30.0	01ene2000, 01:40	37.11
<b>R110</b>	1.5129200	21.9	01ene2000, 01:25	37.45
<b>R120</b>	1.2419700	17.9	01ene2000, 01:30	37.61
<b>R140</b>	0.5431500	8.7	01ene2000, 01:20	37.35



<b>R170</b>	0.5594200	9.3	01ene2000, 01:20	37.72
<b>R450</b>	10.2632900	69.1	01ene2000, 02:00	24.58

Resumen de caudales totales por cuenca para diferentes tormentas de diseño para el punto de interés del tramo en estudio se obtuvieron los siguientes caudales máximos probables según los hietograma de lluvia de las tormentas 2, 5 y 10 años que se muestran en la siguiente tabla.

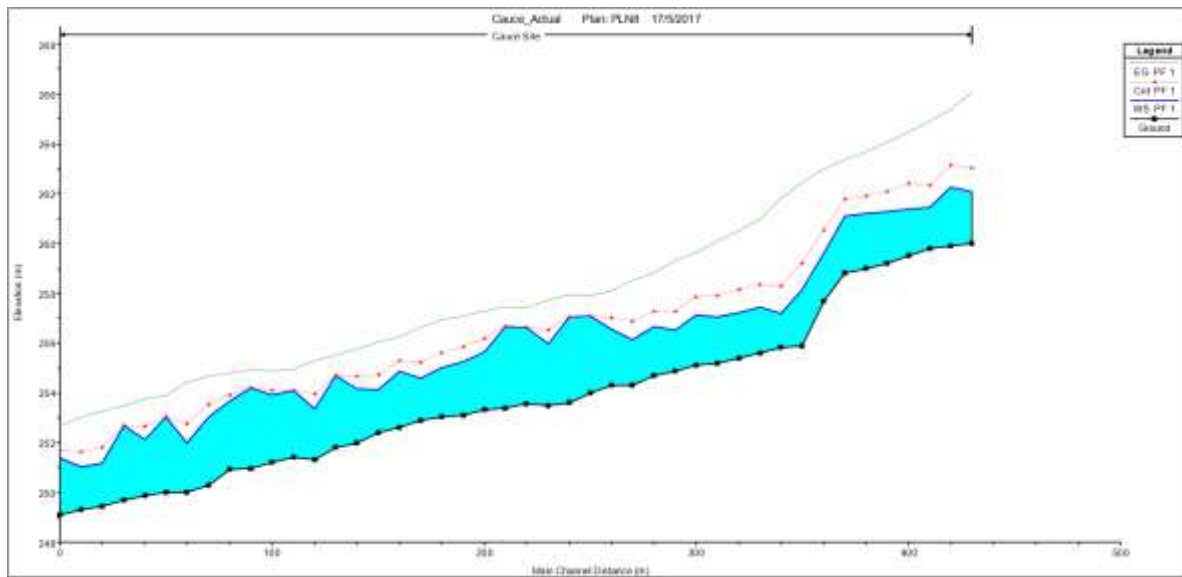
<b>Tormenta</b>	<b>TR 2</b>	<b>TR 5</b>	<b>TR 10</b>
<b>Caudal (m3/seg)</b>	32.3	53.9	69.2

## 8.2 Análisis hidráulico

### 8.2.1 Simulación hidráulica del cauce

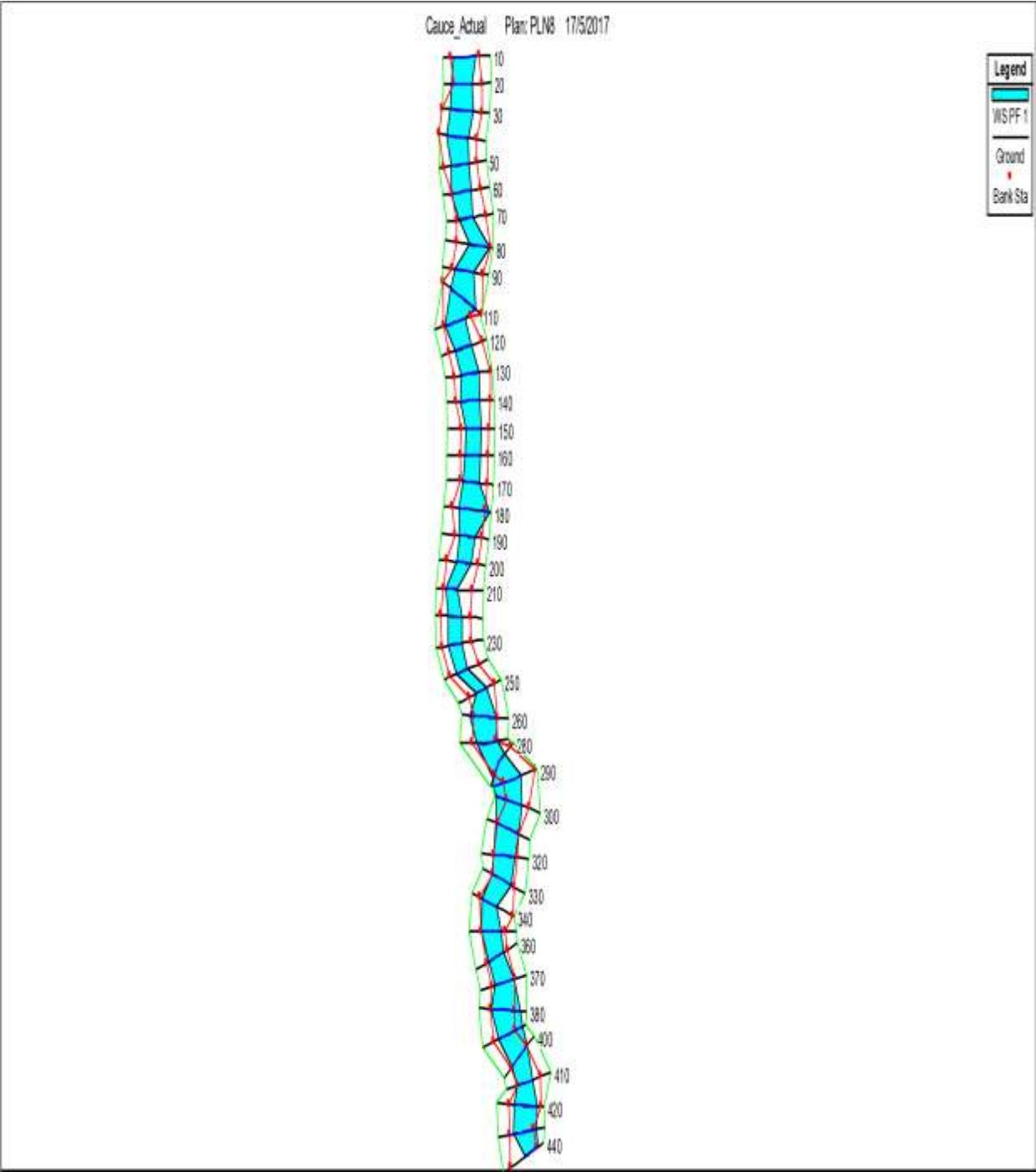
La simulación del cauce fue exportada de un archivo CAD, en este se dedujo que el régimen de flujo es Supercrítico y se optó por una condición de frontera de tirante normal, tomando la pendiente media del cauce aguas arriba y aguas abajo (5% y 2% respectivamente), se simuló para un período de tormenta de 10 años, para un flujo permanente.

Figura 3.1.-**Perfil del Cauce Natural** (modelo obtenido mediante el programa Hec-Ras 4.2)



La línea roja representa el Borde del Canal

Figura 3.2.-**Planta del Cauce Natural** (modelo obtenido mediante el programa Hec-Ras 4.2)



**Secciones Críticas** (modelo de secciones del cauce natural obtenido mediante el programa Hec-Ras 4.2, para un coeficiente de rugosidad que simula un terreno natural y caudal de 69.2 m<sup>3</sup>/s).

Figura 3.3 Modelación cauce natural estación 0+360

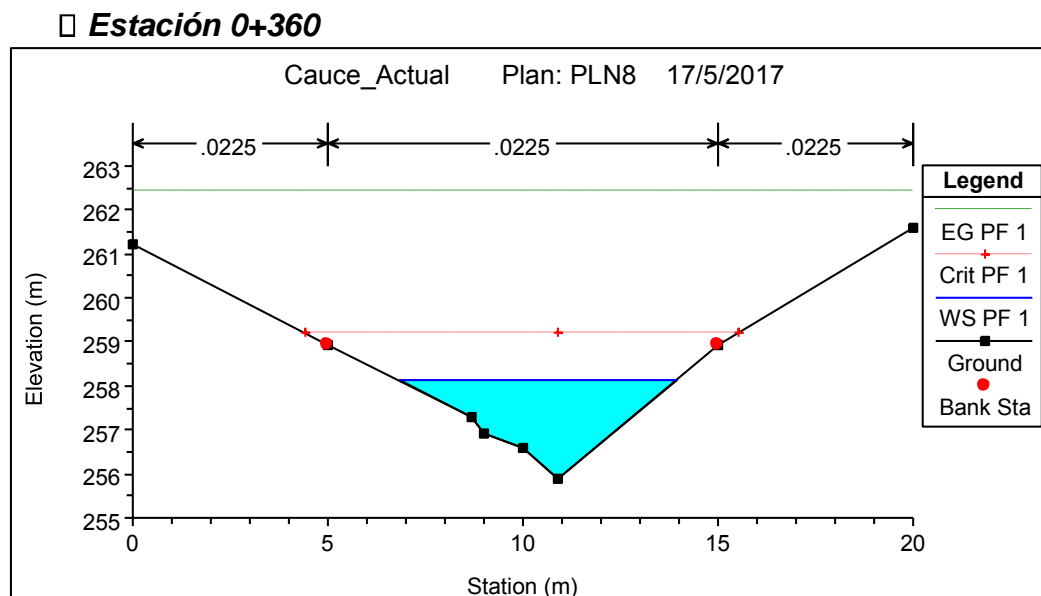


Figura 3.4 Modelación cauce natural estación 0+370

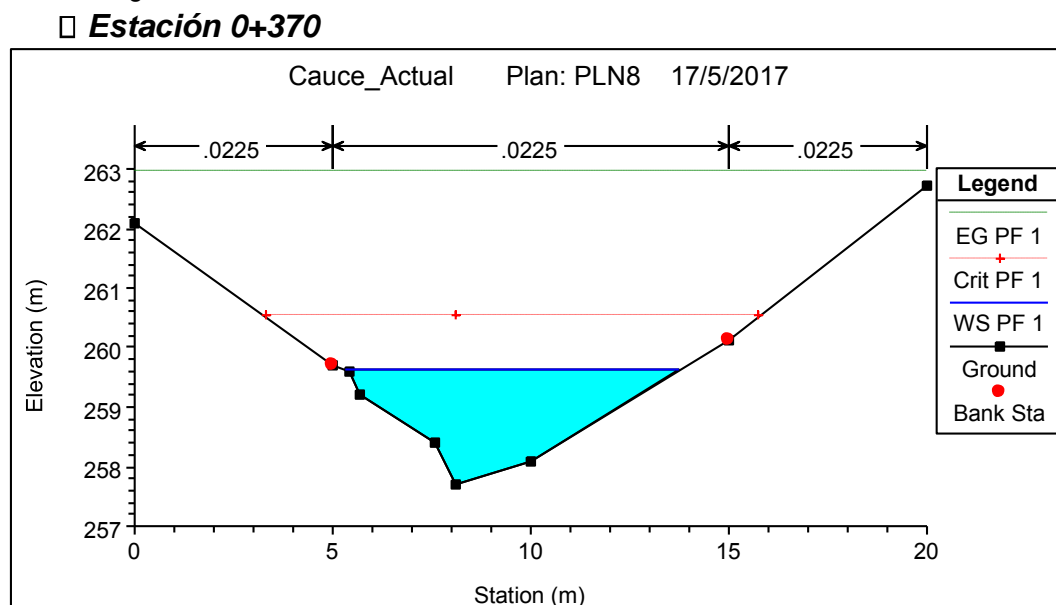
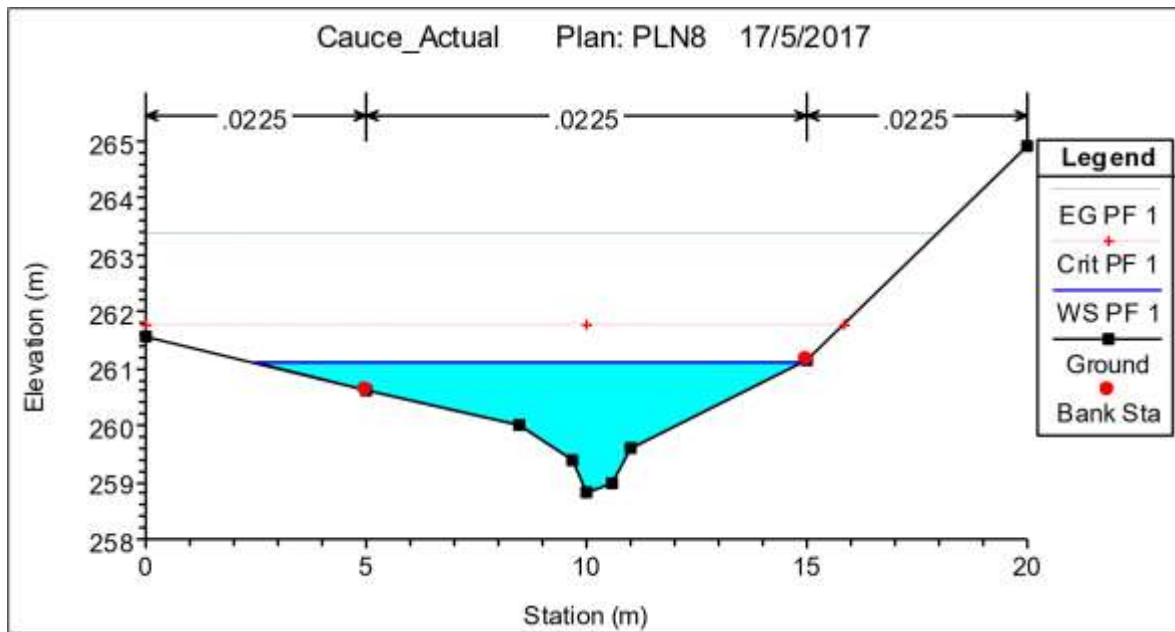


Figura 3.5 Modelación cauce natural estación 0+380

□ **Estación 0+380**



## 8.2.2 Resultados simulación cauce natural

Tabla 5.1 **Datos hidráulicos del cauce natural** (obtenido mediante el programa Hec-Ras )

HEC-RAS Plan: p16 River: Cauce Reach: Site Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Site	440	PF 1	69.20	260.00	262.10	263.03	266.05	0.053688	8.82	7.91	9.69	2.96
Site	430	PF 1	69.20	259.90	262.26	263.13	265.36	0.036744	7.81	8.97	9.66	2.43
Site	420	PF 1	69.20	259.80	261.46	262.31	264.91	0.045453	8.24	8.40	9.68	2.82
Site	410	PF 1	69.20	259.50	261.37	262.39	264.45	0.027454	7.78	8.91	6.89	2.15
Site	400	PF 1	69.20	259.20	261.26	262.07	264.06	0.034994	7.41	9.34	10.15	2.43
Site	390	PF 1	69.20	258.98	261.22	261.92	263.67	0.023366	7.06	10.39	11.14	2.03
Site	380	PF 1	69.20	258.80	261.11	261.77	263.36	0.026087	6.72	10.65	12.41	2.13
Site	370	PF 1	69.20	257.70	259.63	260.53	262.95	0.037676	8.07	8.57	8.44	2.56
Site	360	PF 1	69.20	255.90	258.13	259.20	262.42	0.049678	9.17	7.55	7.10	2.84
Site	350	PF 1	69.20	255.82	257.19	258.27	261.82	0.065061	9.53	7.26	8.26	3.25
Site	340	PF 1	69.20	255.61	257.44	258.37	260.97	0.041949	8.32	8.32	8.74	2.72
Site	330	PF 1	69.20	255.40	257.23	258.13	260.51	0.035765	8.02	8.67	9.11	2.55
Site	320	PF 1	69.20	255.20	257.05	257.89	260.08	0.035218	7.71	8.98	9.32	2.49
Site	310	PF 1	69.20	255.10	257.11	257.85	259.61	0.027619	7.01	9.91	10.47	2.25
Site	300	PF 1	69.20	254.85	256.51	257.25	259.30	0.028457	7.72	9.83	11.29	2.30
Site	290	PF 1	69.20	254.70	256.68	257.27	258.79	0.027247	6.77	11.03	12.89	2.10
Site	280	PF 1	69.20	254.30	256.15	256.87	258.49	0.027682	6.80	10.32	11.00	2.12
Site	270	PF 1	69.20	254.30	256.56	257.00	258.08	0.010735	5.47	12.71	8.52	1.39
Site	260	PF 1	69.20	254.00	257.08	257.08	257.90	0.004705	4.01	17.61	11.36	0.97
Site	250	PF 1	69.20	253.60	257.06	257.06	257.92	0.005809	4.12	16.80	9.86	1.01
Site	240	PF 1	69.20	253.50	255.94	256.52	257.74	0.017283	5.93	11.67	9.16	1.68
Site	230	PF 1	69.20	253.56	256.64	256.64	257.41	0.005159	3.89	17.79	11.65	1.00
Site	220	PF 1	69.20	253.40	256.65	256.65	257.43	0.005455	3.89	17.78	11.65	1.01
Site	210	PF 1	69.20	253.30	255.65	256.15	257.26	0.011674	5.63	12.29	7.86	1.44
Site	200	PF 1	69.20	253.10	255.27	255.86	257.10	0.017209	6.00	11.53	9.45	1.73
Site	190	PF 1	69.20	253.02	255.01	255.60	256.91	0.020279	6.11	11.33	11.11	1.93
Site	180	PF 1	69.20	252.90	254.59	255.20	256.64	0.031400	6.53	10.98	13.55	2.32
Site	170	PF 1	69.20	252.60	254.88	255.30	256.24	0.013551	5.17	13.38	12.14	1.57
Site	160	PF 1	69.20	252.40	254.13	254.73	256.02	0.020044	6.09	11.35	11.30	1.94
Site	150	PF 1	69.20	251.99	254.16	254.67	255.76	0.015631	5.61	12.34	11.00	1.69
Site	140	PF 1	69.20	251.80	254.69	254.69	255.49	0.005440	3.96	17.49	11.04	1.00
Site	130	PF 1	69.20	251.30	253.36	253.97	255.29	0.018185	6.15	11.25	9.57	1.81
Site	120	PF 1	69.20	251.40	254.09	254.09	254.94	0.005354	4.09	16.90	10.06	1.01
Site	110	PF 1	69.20	251.20	253.93	254.09	254.87	0.006728	4.30	16.11	11.14	1.14
Site	100	PF 1	69.20	250.97	254.19	254.19	254.91	0.005439	3.76	18.41	13.04	1.01
Site	90	PF 1	69.20	250.93	253.67	253.91	254.80	0.007487	4.71	14.69	8.94	1.17
Site	80	PF 1	69.20	250.30	253.03	253.53	254.66	0.013189	5.65	12.25	8.76	1.52
Site	70	PF 1	69.20	250.02	251.96	252.74	254.41	0.020781	6.94	9.98	7.28	1.89
Site	60	PF 1	69.20	250.00	253.05	253.05	253.89	0.004952	4.06	17.13	10.58	0.99
Site	50	PF 1	69.20	249.85	252.11	252.65	253.73	0.013912	5.64	12.27	9.72	1.60
Site	40	PF 1	69.20	249.70	252.70	252.70	253.47	0.005100	3.90	17.76	11.53	1.00
Site	30	PF 1	69.20	249.46	251.17	251.81	253.24	0.025709	6.37	10.87	12.39	2.17
Site	20	PF 1	69.20	249.30	251.02	251.64	253.00	0.018714	6.26	11.25	10.87	1.89
Site	10	PF 1	69.20	249.10	251.37	251.69	252.66	0.009446	5.04	13.74	9.49	1.34

**Observación:** Las corrientes de agua no desbordan el cauce, sin embargo debido a las altas pendientes y la topografía irregular del cauce se generan velocidades altas, en otras palabras velocidades erosivas a lo largo del tramo del cauce, para evitar una socavación del cauce se puede optar por recubrir el cauce.

### 8.2.3 Propuesta De Diseño Hidráulico Del Canal

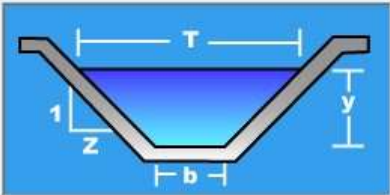
Realizando un movimiento de tierra en la secciones del cauce para poder mejorar el control de flujo de esta, se propone una sección típica más el recubrimiento en este caso de mampostería bolón con un número de Manning de  $n = 0.023$ , en el centro relleno con fondo de grava. Sección típica con un ancho propuesto de 10 m, como el tirante normal está dentro de los márgenes de las secciones solos se modificara el ancho natural.

Figura 4.1.-**Seccion propuesta** (modelo obtenido mediante el programa H-Canales)

Lugar:	<input type="text"/>	Proyecto:	<input type="text"/>
Tramo:	<input type="text"/>	Revestimiento:	<input type="text"/>

<b>Datos:</b>	
Caudal (Q):	<input type="text" value="69.20"/> m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="10"/> m
Talud (Z):	<input type="text" value="1.5"/>
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.023"/>
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.005"/> m/m

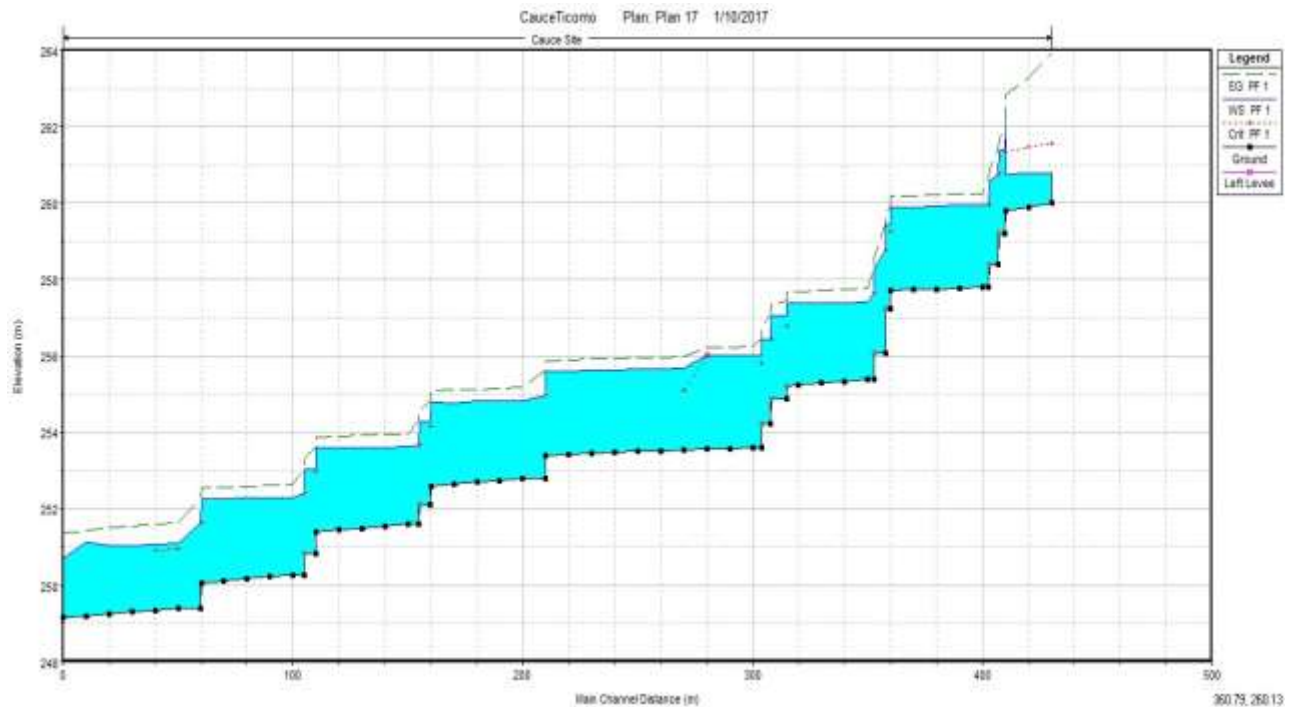
  
  

<b>Resultados:</b>			
Tirante normal (y):	<input type="text" value="1.5755"/> m	Perímetro (p):	<input type="text" value="15.6806"/> m
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="19.4784"/> m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="1.2422"/> m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="14.7265"/> m	Velocidad (v):	<input type="text" value="3.5526"/> m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.9863"/>	Energía específica (E):	<input type="text" value="2.2188"/> m·Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>		



## Perfil del Cauce Propuesto

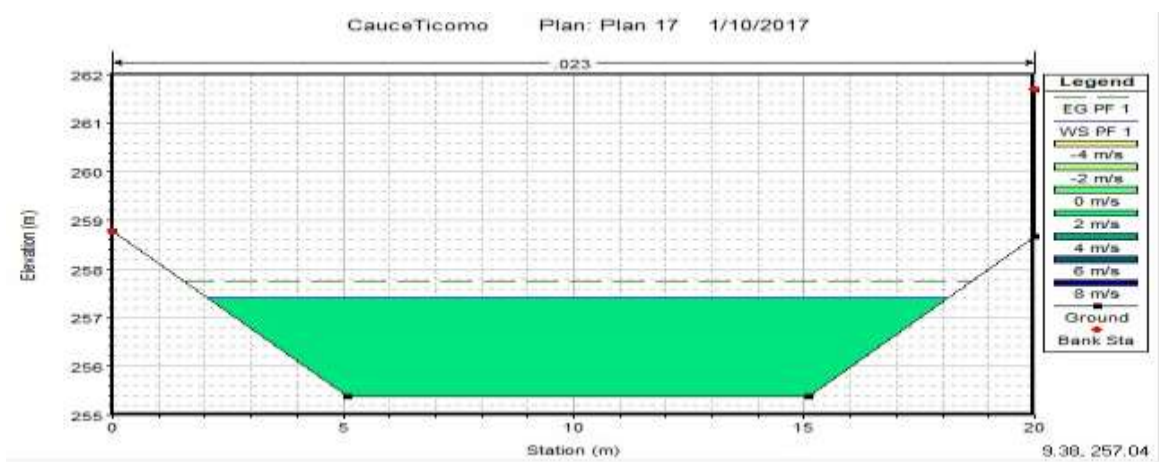
Figura 4.2.- (modelo obtenido mediante el programa Hec-Ras)



Se puede observar cómo se reduce notablemente el tirante hidráulico, respetando un borde libre de un metro a lo largo del canal, disipando la energía de forma gradual a través de la estación 0+440 hasta 0+300, reduciendo la pendiente de forma escalonada.

## Secciones Críticas (Propuesta de diseño) □ Estación 0+360

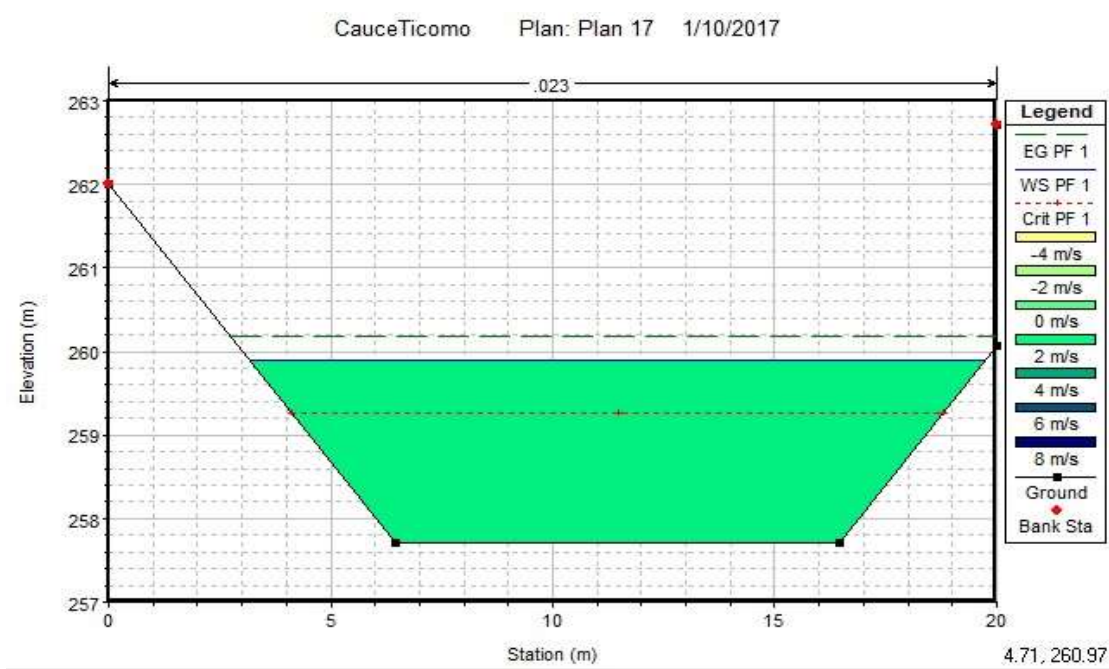
Figura 4.3.- (modelo obtenido mediante el programa Hec-Ras)



## □ Estación 0+370

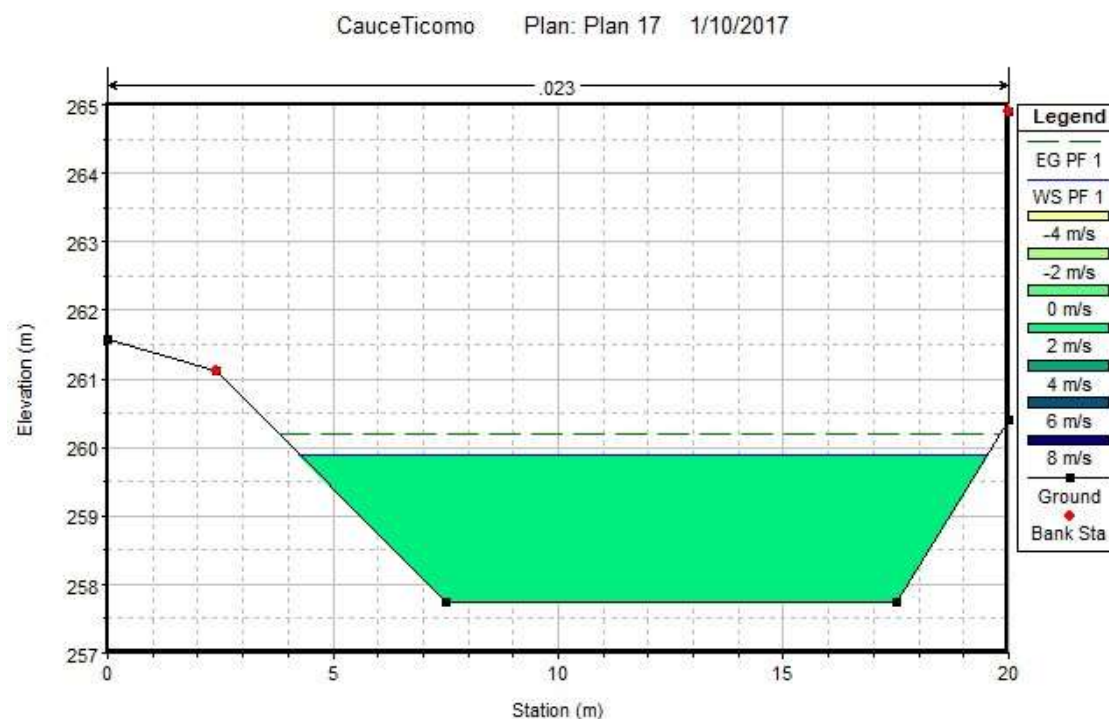
Figura 4.4.- (modelo obtenido mediante el programa Hec-Ras)





### □ Estación 0+380

Figura 4.4.- (modelo obtenido mediante el programa Hec-Ras)



## TABLA RESULTADOS SIMULACION DE DISEÑO

Tabla 6.1 **Datos hidráulicos propuesta diseño** (obtenido mediante el programa Hec-Ras )

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m <sup>2</sup> )	(m)	
Site	440	PF 1	69.20	260.00	261.97		262.34	0.003112	2.71	25.54	20.56	0.77
Site	430	PF 1	69.20	259.90	261.97		262.30	0.001888	2.56	27.08	15.75	0.62
Site	420	PF 1	69.20	259.80	261.98	261.36	262.27	0.001577	2.39	28.99	16.48	0.57
Site	419.5		Inl Struct									
Site	417.*	PF 1	69.20	259.20	261.38	260.76	261.67	0.001574	2.39	28.93	16.26	0.57
Site	416.5		Inl Struct									
Site	413.*	PF 1	69.20	258.40	260.58	259.96	260.87	0.001572	2.40	28.84	15.98	0.57
Site	412.5		Inl Struct									
Site	410	PF 1	69.20	257.80	259.96		260.26	0.001623	2.43	28.46	15.74	0.58
Site	400	PF 1	69.20	257.77	259.95		260.24	0.001580	2.39	29.00	16.55	0.58
Site	390	PF 1	69.20	257.75	259.93		260.23	0.001602	2.43	28.48	15.42	0.57
Site	380	PF 1	69.20	257.73	259.88		260.21	0.001833	2.56	27.06	15.23	0.61
Site	370	PF 1	69.20	257.70	259.89	259.26	260.18	0.001567	2.38	29.09	16.57	0.57
Site	369.90		Inl Struct									
Site	368.*	PF 1	69.20	257.24	259.43	258.80	259.72	0.001558	2.37	29.14	16.58	0.57
Site	367.8		Inl Struct									
Site	363.*	PF 1	69.20	256.08	258.28	257.64	258.56	0.001554	2.37	29.17	16.58	0.57
Site	362.5		Inl Struct									
Site	360	PF 1	69.20	255.39	257.38		257.74	0.002220	2.69	25.76	15.95	0.67
Site	350	PF 1	69.20	255.34	257.37		257.72	0.002053	2.62	26.41	15.92	0.65
Site	340	PF 1	69.20	255.29	257.36		257.69	0.001918	2.55	27.10	16.21	0.63
Site	330	PF 1	69.20	255.24	257.35		257.67	0.001737	2.51	27.63	15.89	0.60
Site	325.*	PF 1	69.20	255.22	257.36	256.77	257.65	0.001628	2.41	28.67	16.22	0.58
Site	321.5		Inl Struct									
Site	318.*	PF 1	69.20	254.88	257.05	256.44	257.35	0.001595	2.40	28.80	16.25	0.58
Site	317.5		Inl Struct									
Site	314.*	PF 1	69.20	254.24	256.43	255.80	256.72	0.001554	2.37	29.17	16.58	0.57
Site	313.5		Inl Struct									
Site	310	PF 1	69.20	253.60	256.02		256.24	0.001101	2.10	32.92	17.25	0.49
Site	300	PF 1	69.20	253.58	256.01		256.23	0.001029	2.06	33.59	16.88	0.47
Site	290	PF 1	69.20	253.56	256.01	256.01	256.21	0.001005	1.98	34.94	18.49	0.46
Site	280	PF 1	69.20	253.54	255.68		255.99	0.001693	2.44	28.31	16.43	0.59
Site	270	PF 1	69.20	253.52	255.66		255.97	0.001681	2.46	28.12	15.71	0.59
Site	260	PF 1	69.20	253.50	255.65		255.95	0.001677	2.44	28.40	16.45	0.59
Site	250	PF 1	69.20	253.48	255.63		255.93	0.001666	2.43	28.47	16.46	0.59
Site	240	PF 1	69.20	253.45	255.62		255.91	0.001618	2.41	28.76	16.51	0.58
Site	230	PF 1	69.20	253.43	255.60		255.90	0.001606	2.40	28.84	16.52	0.58

Site	220	PF 1	69.20	253.40	255.59	254.96	255.88	0.001558	2.37	29.14	16.58	0.57
Site	215		Inl Struct									
Site	210	PF 1	69.20	252.80	254.84		255.18	0.002032	2.60	26.56	16.11	0.65
Site	200	PF 1	69.20	252.75	254.83		255.16	0.001889	2.54	27.25	16.23	0.63
Site	190	PF 1	69.20	252.70	254.82		255.13	0.001756	2.48	27.95	16.36	0.60
Site	180	PF 1	69.20	252.65	254.78		255.11	0.001864	2.57	26.97	15.37	0.62
Site	170	PF 1	69.20	252.60	254.79	254.16	255.08	0.001559	2.37	29.14	16.58	0.57
Site	167.6		Inl Struct									
Site	165.*	PF 1	69.20	252.10	254.29	253.66	254.58	0.001559	2.37	29.14	16.58	0.57
Site	160.5		Inl Struct									
Site	160	PF 1	69.20	251.60	253.62		253.97	0.002088	2.63	26.32	16.06	0.66
Site	150	PF 1	69.20	251.55	253.61		253.95	0.001941	2.56	26.99	16.19	0.63
Site	140	PF 1	69.20	251.50	253.60		253.92	0.001804	2.50	27.69	16.31	0.61
Site	130	PF 1	69.20	251.45	253.60		253.90	0.001677	2.44	28.40	16.44	0.59
Site	120	PF 1	69.20	251.40	253.59	252.96	253.88	0.001559	2.38	29.14	16.58	0.57
Site	116		Inl Struct									
Site	115.*	PF 1	69.20	250.84	253.03	252.40	253.32	0.001552	2.37	29.18	16.59	0.57
Site	113		Inl Struct									
Site	110	PF 1	69.20	250.27	252.29		252.64	0.002083	2.63	26.34	16.06	0.65
Site	100	PF 1	69.20	250.22	252.28		252.62	0.001935	2.56	27.02	16.19	0.63
Site	90	PF 1	69.20	250.17	252.28		252.59	0.001799	2.50	27.72	16.32	0.61
Site	80	PF 1	69.20	250.12	252.27		252.57	0.001672	2.43	28.43	16.45	0.59
Site	70	PF 1	69.20	250.07	252.26	251.63	252.55	0.001555	2.37	29.16	16.58	0.57
Site	63.10		Inl Struct									
Site	60	PF 1	69.20	249.40	251.10	250.96	251.64	0.003854	3.25	21.29	15.09	0.87
Site	50	PF 1	69.20	249.35	251.07	250.91	251.59	0.003655	3.19	21.69	15.17	0.85
Site	40	PF 1	69.20	249.30	251.05		251.55	0.003451	3.13	22.12	15.26	0.83
Site	30	PF 1	69.20	249.25	251.03		251.51	0.003246	3.06	22.59	15.35	0.81
Site	20	PF 1	69.20	249.20	251.14		251.43	0.001712	2.40	29.13	19.15	0.60
Site	10	PF 1	69.20	249.15	250.71	250.71	251.37	0.005153	3.59	19.28	14.63	1.00

## IX CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 9.1 CONCLUSIONES

- Según la caracterización realizada de la cuenca la densidad de drenaje que esta presenta indica que posee buen drenaje, los suelos resultan muy permeables, poco erosionables. Estos materiales responden rápidamente a una tormenta.
- En la cuenca se obtuvo un índice de compacidad alto que indica una cuenca alargada y un factor de forma bajo que muestra una cuenca poco achatada. Estos dos parámetros indican que la cuenca no presenta tendencia a crecidas.
- Los hidrogramas resultantes de las subcuencas evidencian grandes pérdidas por infiltración, lo cual ayuda a disminuir la escorrentía directa.
- La cuenca en su cauce principal presenta grandes pendientes, siendo este el indicador más importante del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta. Por lo tanto lo alargado de la cuenca presenta una respuesta rápida, recorriendo los 12.89 km en una hora. Tanto la parte alta y media de la cuenca son susceptibles a erosión.
- La pendiente original del cauce en estudio en el tramo sector William Galeano presenta una disminución con la propuesta de diseño en 0.005 m/m, suavizando la pendiente 0.05 m por cada 10 m.
- Para secciones críticas como las estaciones 0+360 hasta la 0+380 donde hay un cambio de elevación abrupta de 2.90m, se redujeron notablemente las velocidades erosivas que en cada crecida afectaba geométricamente las secciones del canal.

## 9.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda mantener un buen manejo integral de la cuenca con el fin de evitar el despale y la pérdida de áreas verdes debido, ya sea al crecimiento urbano como al uso agropecuario de la tierra.
- Realizar limpieza y mantenimiento del cauce principal antes del inicio de cada invierno y después que se presente un evento extraordinario, ya que las fuertes corrientes acarrearán muchos sedimentos, basura y material vegetal.
- Se recomienda la construcción de un método de disipación de energía para la estación 0+370 debido a los 2.90m.c<.a que esta aporta, entre estos el más recomendable sería colocación de gradas, de concreto ciclópeo debido a su bajo coste.

## **X BIBLIOGRAFIA**

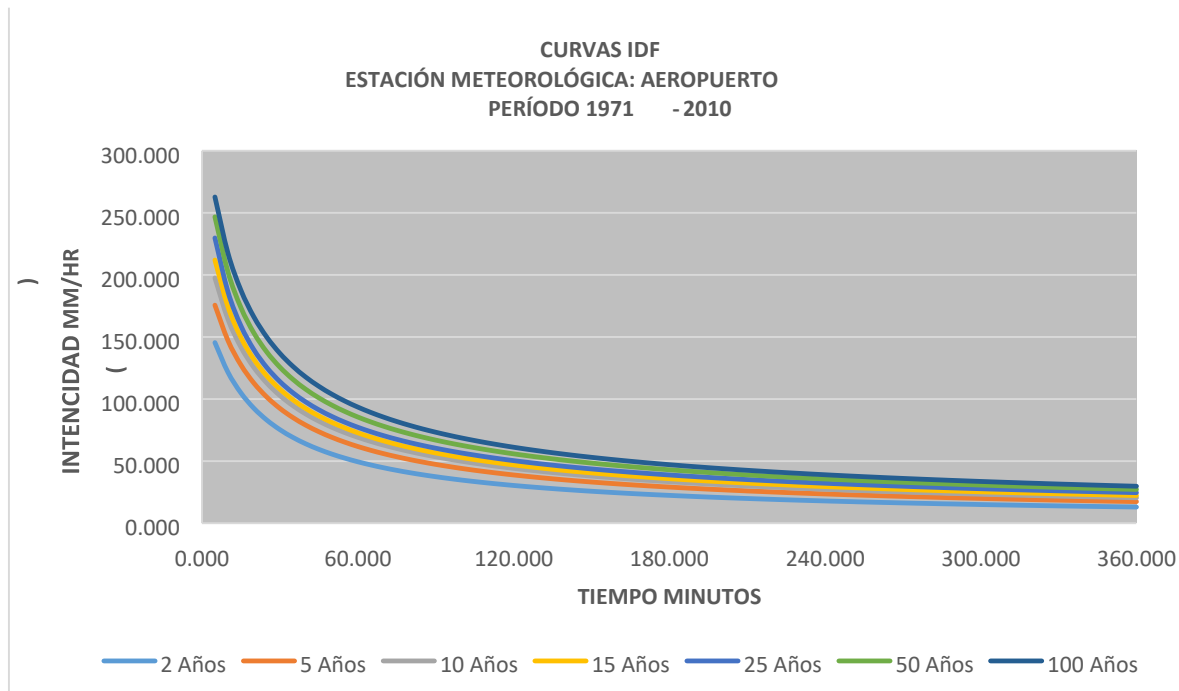
- Dr Nestor Javier Lanza Mejia. (2012). *Manual HEC-HMS*. Managua:

Universidad Nacional de Ingenieria.

- Alcaldia de Managua. (2011). *Caracteristicas generales del distrito III*.
- Aparicio Mijares, F. J. (1992). *Fundamentos de Hidrologia de Superficie*. Mexico D.F: Miembro de La Camara Nacional de Industria.
- Chow, V., Maidment, D., & Mays, L. (1988). *Hidrologia Aplicada*. Editorial Colombiana Nomos S.A.
- E.V, Richardson, & S.R, Davis. (2001). *Evaluating Scour at Bridges* (Fourth ed.). Virginia, U.S.A: Hydraulic Engineering Circular N° 18 Departmen of Transportation Federal Highway Administration.
- Lanza Mejia, D. J. (2010). *Introduccion ala Hidrotecnia Vial*. Managua, Nicaragua.
- Ministerio de Transporte y Telecomunicaciones Peru. (2008). *Manual de Hidrología, Hidraulica y Drenaje*. Peru.
- Nestor, L. M. (2010). *Folleto de Hidrotecnia Vial. Anasis Hidrologico*. Managua.
- Saenz Monsalve, G. (1999). *Hidrologia en la Ingenieria*. Alfa Omega.
- U.S Army Corp of Engineers. (1998). *River Stability Analisis*. U.S.A.
- Ven Te Chow, P. (2004). *Hidraulica de Canales Abiertos*. Santa Fe, Bogota, Colombia: Nomos S.A.
- Villon Bejar, M. (2007). *Ejemplos de HEC-HMS* . MaxSoft.

## XI ANEXOS

### 11.1.1 Gráficos 11.2.1 Curva de Intensidad – Duración - Frecuencia



Tr	R	A	D	b
1.500	-0.999	1700.394	15.000	0.847
2.000	-1.000	1871.670	16.000	0.839
5.000	-1.000	1878.513	15.000	0.791
10.000	-0.999	1727.746	13.000	0.750
15.000	-0.999	1548.233	11.000	0.717
25.000	-0.998	1393.311	9.000	0.683
50.000	-0.998	1585.839	10.000	0.687
100.000	-0.998	1794.801	11.000	0.693

Parámetros de ajuste para la ecuación de la forma  $I = A/(t+d)^b$

## 11.3 Mapas

### 11.3.1 Micro localización



## Mapa de Microlocalización



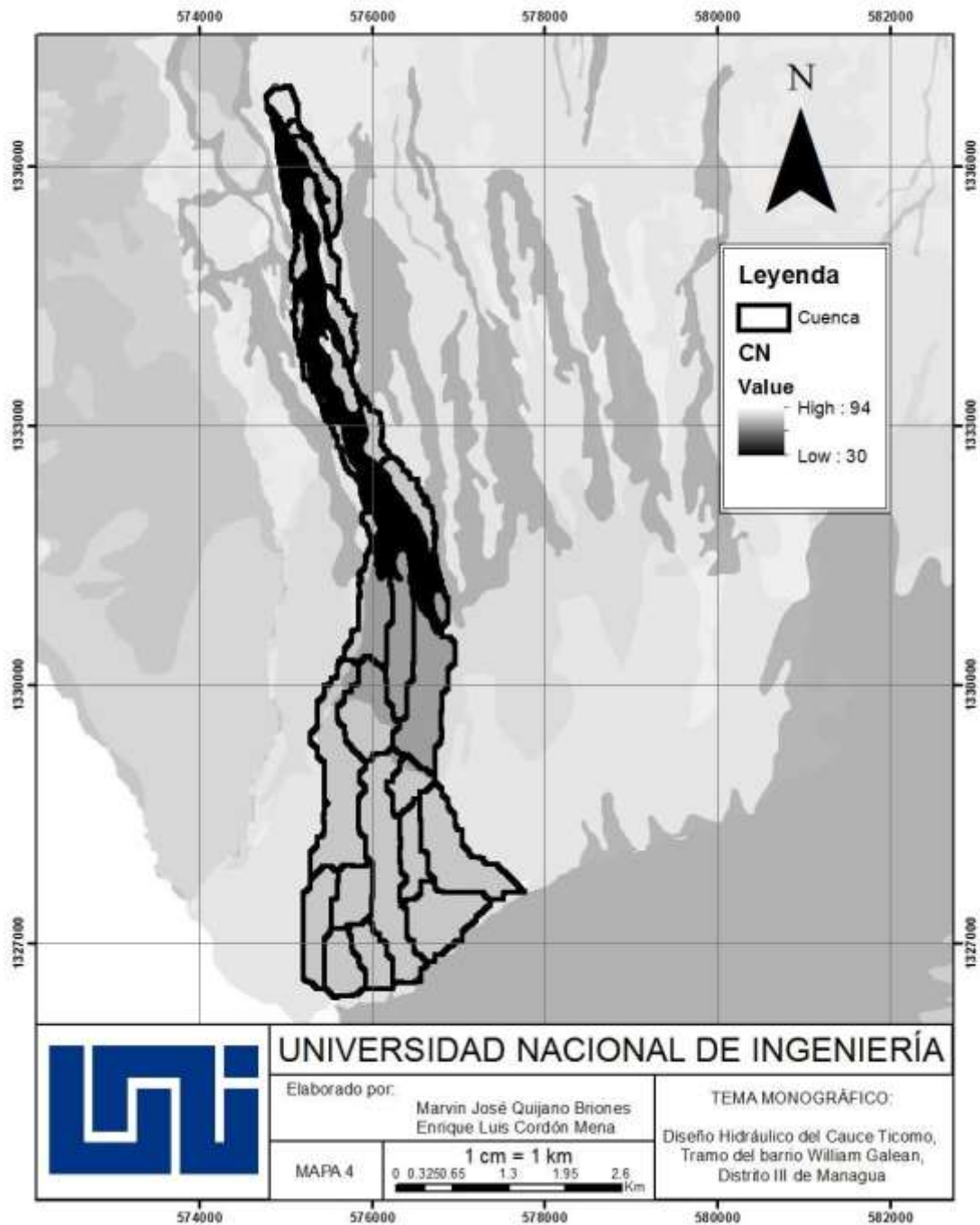
### 11.3.2 Delimitación de Cuenca





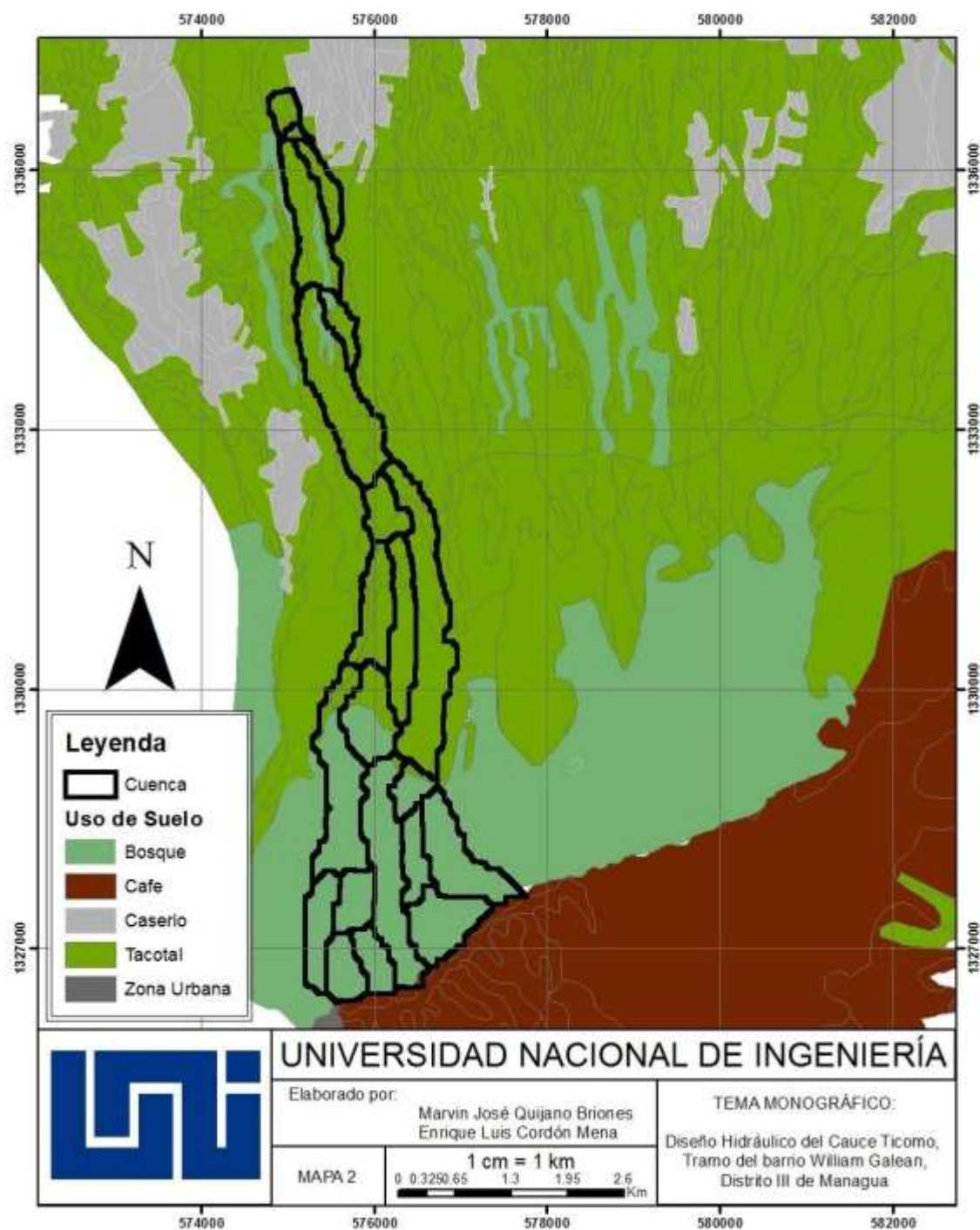
### 11.3.3 Curva Numero

# Mapa de Número de Curva



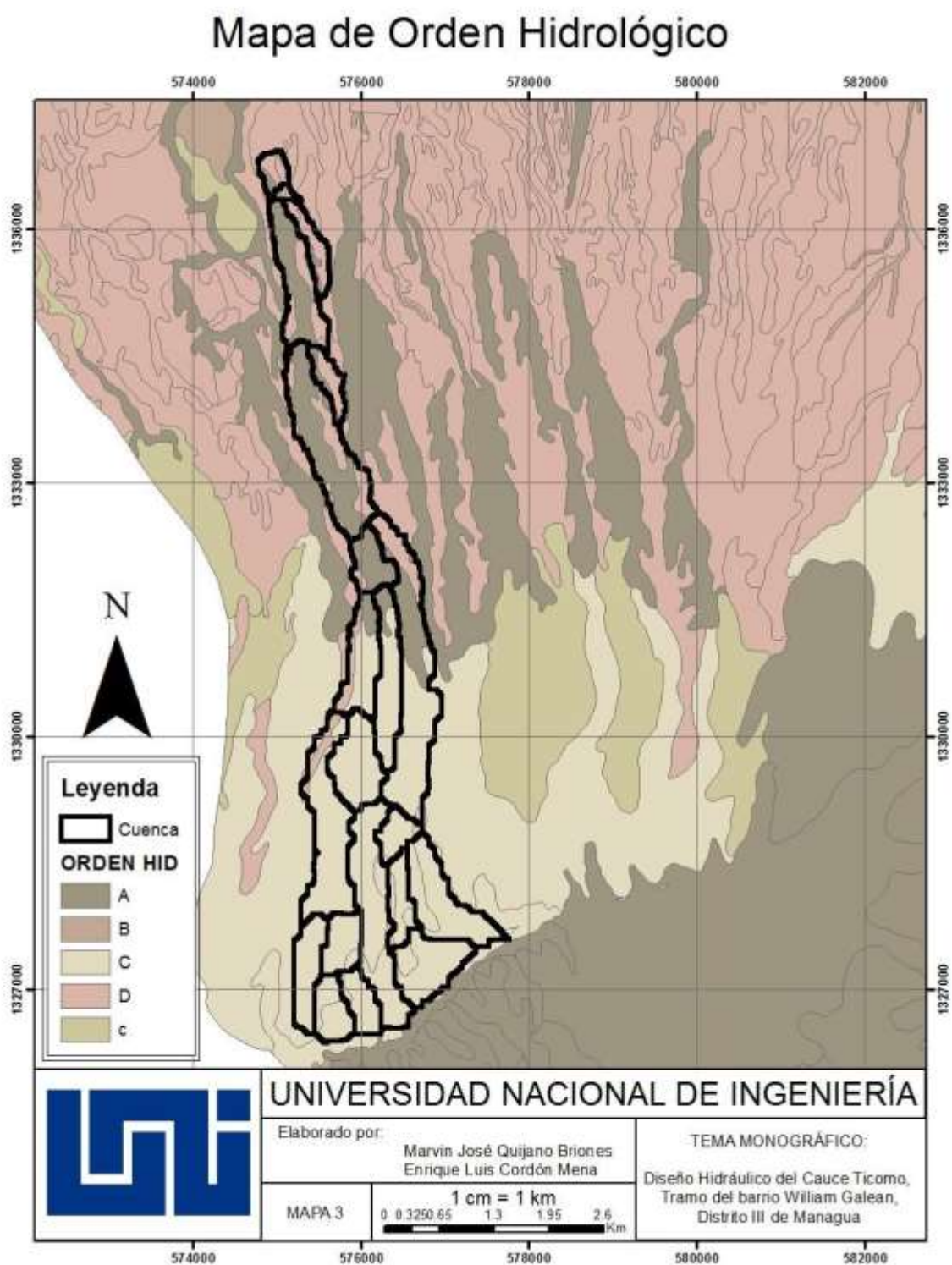
### 11.3.4 Uso de Suelo

## Mapa de Uso de Suelo





### 11.3.5 Orden Hidrológico

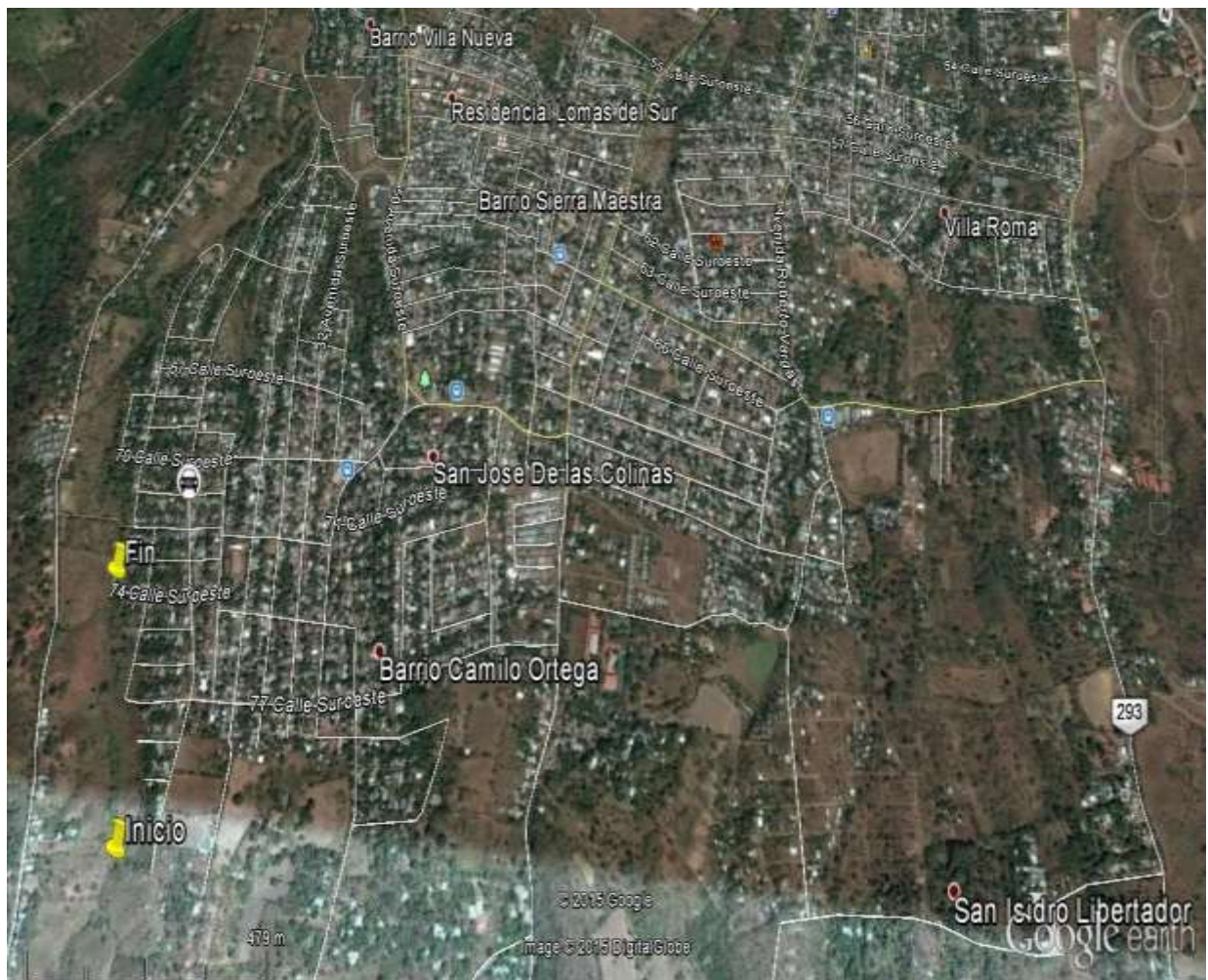


## 11.4 Imágenes y Fotos

### 11.4.1 Imágenes

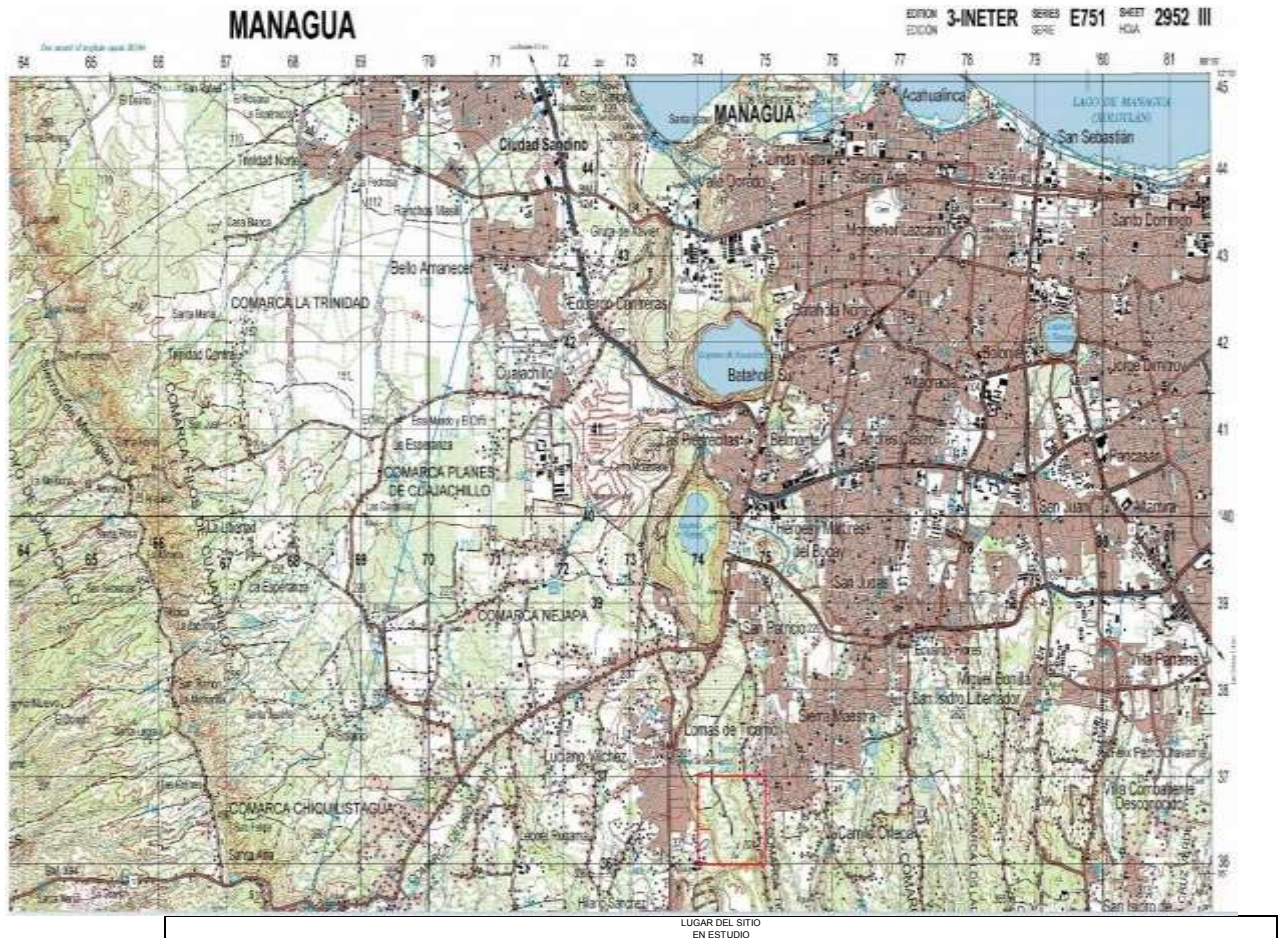
#### 11.4.1.1 Micro localización

Ubicación del cauce en estudio Barrio William Galeano (Google earth)





### 11.4.1.2 Macro localización



(Hojas Cartográficas del INETER, JICA 2004)

### 11.4.2 Fotos

Talud actual del canal en estudio



Sección transversal del canal aguas arriba





Sección transversal del canal cercano al punto de cierre



